

THÈSES

PRÉSENTÉES

A LA FACULTÉ DES SCIENCES DE L'UNIVERSITÉ DE PARIS

POUR OBTENIR

LE TITRE D'INGÉNIEUR-DOCTEUR

PAR

Georges KYVELLOS

1^{re} THÈSE. — ÉTUDE DE LA COURBE INTRINSÈQUE DES SOLS
COMPACTÉS ET NON SATURÉS.

2^e THÈSE. — Propositions données par la faculté.

Soutenues le 20 juin 1955, devant la Commission d'Examen.

MM. J. PÉRÈS	<i>Président.</i>
E. DARMOIS	} <i>Examineurs.</i>
R. THIRY	
A. CAQUOT	<i>Invité.</i>

Édité par la DOCUMENTATION TECHNIQUE DU BATIMENT ET DES TRAVAUX PUBLICS

6, rue Paul-Valéry

PARIS XVI^e

1956

FACULTÉ DES SCIENCES DE L'UNIVERSITÉ DE PARIS.

Doyen..... J. PÉRÈS.

PROFESSEURS

G. JULIA T Analyse supérieure et Algèbre supérieure.
 E. DARMOIS. T Enseignement de Physique.
 R. LÉVY. T Physiologie comparée.
 FOCH T Mécanique Physique et Exper.
 PAUTHENIER. T Électrotechnique générale.
 DE BROGLIE. T Théories physiques.
 JOB T Chimie générale.
 PRENANT. T Anatomie et Histol. comparées.
 GARNIER. T Géométrie supérieure.
 PÉRÈS. T Mécanique des fluides et applications.
 LAUGIER T Physiologie générale.
 M. CURIE. T Physique (P. C. B.).
 BARRABÉ. T Géologie structurale et Géologie appliquée.
 G. DARMOIS T Calcul des probabilités et Physique Mathématiques.
 J. BOURCART. T Géographie physique et Géologie dynamique.
 M^{me} JOLIO-CURIE. T Physique nucléaire et Radioactivité.
 PLANTEFOL. T Botanique.
 CABANNES. T Recherches physiques.
 GRASSÉ T Évolution des êtres organisés.
 PRÉVOST T Chimie organique.
 BOULIGAND. T Application de l'analyse à la Géométrie.
 CHAUDRON T Chimie appliquée.
 WYART T Minéralogie
 TEISSIER. T Zoologie.
 MANGENOT T Biologie végétale.
 P. AUGER T Physique quantique et relative.
 MONNIER. T Physiologie des fonctions.
 PIVETEAU. T Géologie.
 ROCARD. T Physique (E. N. S.).
 H. CARTAN T Mathématiques (E. N. S.).
 LAFFITTE T Chimie générale.
 FAVARD. T Mécanique générale.
 COULOMB. T Physique du globe.
 M^{lle} COUSIN T Biologie animale (P. C. B.).
 CHRÉTIEN T Chimie minérale.
 P. DRACH T Zoologie.
 KASTLER. T Physique.
 EDHRUSSI T Génétique.
 WURMSER. T Biologie physico-chimique.
 RIVIÈRE T Géologie (S. P. C. N.).
 GAUTHERET T Biologie végétale (P. C. B.).
 LUCAS T Physique.
 A. THOMAS T Biologie cellulaire.
 ARNULF. T Optique appliquée.
 Max MORAND T Physique.
 SOLEILLIET T Physique.
 FORTIER T Mécanique exper. des fluides.

DANJON. T Astronomie.
 FROMAGEOT T Chimie biologique.
 LAPORTE T Physique Générale et Radioact.
 JANET T Mécanique analytique et Mécanique céleste.
 PETIT T Biologie maritime.
 QUENEY T Météorologie et dynam. atmos.
 GALLIEN T Embryologie.
 EICHHORN T Biologie végétale (P. C. B.).
 DE CUGRAC T Biologie végétale (P. C. B.).
 M^{lle} CAUCHOIS T Chimie physique.
 THELLIER T Physique du Globe.
 AUDUBERT T Electrochimie.
 L'HÉRITIER T Génétique.
 GRIVET T Radioélectricité.
 PONCIN T Mécanique des fluides.
 THIRY T Mécanique appliquée.
 DUBREIL T Arithm. et théor. des nombres.
 QUELET T Chimie organique.
 CAGNIARD T Géophysique appliquée.
 CHAMPETIER T Chimie macromoléculaire.
 CUVILLIER. T Géol. struct. et Géol. appl.
 JUNG T Pétrographie.
 TRILLAT T Chimie physique.
 WIEMANN T Chimie (M.P.C.).
 JACQUINOT T Spectroscopie et Phys. céles.
 VASSY T Physique de l'atmosphère.
 DESTOUCHES. T Théories Physiques.
 M. PRUVOST T Géologie
 AMIEL T Chimie (P.C.B.).
 HOCART T Minéralogie
 J.P. MATHIEU. T Physique (P.C.B.).
 COUTEAUX. T Biologie animale (P.C.B.).
 MAY T Biologie animale (P.C.B.).
 CHOQUET T Calcul diff. et intégral.
 FELDMANN T Biologie (P.C.B.).
 GUINIER T Physique (P.C.B.).
 JOST T Biologie (P.C.B.).
 FORTET T Calcul des probabilités.
 SCHWARTZ T Méth. Mathém. de la physique.
 CHOUARD T Physiologie végétale.
 MALAVARD T Aviation.
 BRELOT T Calcul différentiel.
 NORMANT T Chimie (P.C.B.).
 BENARD. T Chimie (P.C.B.).
 BUVAT T Botanique (E.N.S.).
 GELOSO T Chimie (P.C.B.).
 SOULAIRAC T Psychophysiologie.
 ULRICH T Physiologie végétale.
 MARÉCHAL T Optique théorique et appliquée.
 KIRRMANN T Théories chimiques.
 CHADEFAUD T Botanique.
 DESTRIAU T Physique (M.P.C.).
 M^{lle} LE BRETON T Physiologie générale.
 SALEM T Mathématiques générales.

Secrétaire Général..... Ch. MONIER

THÈSES

PRÉSENTÉES

A LA FACULTÉ DES SCIENCES DE L'UNIVERSITÉ DE PARIS

POUR OBTENIR

LE TITRE D'INGÉNIEUR-DOCTEUR

PAR

Georges KYVELLOS

1^{re} THÈSE. — ÉTUDE DE LA COURBE INTRINSÈQUE DES SOLS
COMPACTÉS ET NON SATURÉS.

2^e THÈSE. — Propositions données par la faculté.

Soutenues le 20 juin 1955, devant la Commission d'Examen.

MM. J. PÉRÈS	<i>Président.</i>
E. DARMOIS	} <i>Examineurs.</i>
R. THIRY	
A. CAQUOT	<i>Invité.</i>

Édité par la DOCUMENTATION TECHNIQUE DU BATIMENT ET DES TRAVAUX PUBLICS

6, rue Paul-Valéry
PARIS XVI^e

—
1956

A

M^{me} Angélique KYVELLOS-LALIOU

Architecte.

M. R. L'HERMITE

Directeur du Centre Expérimental de Recherches et d'Études
du Bâtiment et des Travaux Publics.

est prié de bien vouloir trouver ici l'expression de notre gratitude pour nous avoir accordé le bénéfice de l'expérience et de l'organisation matérielle de ses Laboratoires.

Nous tenons à remercier M. J. Pérès, Membre de l'Institut, Professeur de Mécanique Rationnelle et Doyen de la Faculté des Sciences de Paris, d'avoir bien voulu nous faire l'honneur de présider le Jury et de considérer notre travail avec bienveillance.

Nous voudrions que M. A. Caquot, Membre de l'Institut, Président du Comité Français de Mécanique des Sols, trouve ici l'expression de notre profonde reconnaissance pour la clarté de vues et la bienveillance avec lesquelles il a bien voulu diriger la présente recherche.

Nous remercions vivement M. A. Mayer, Ingénieur Général des Mines, Vice-Président du Comité Français de Mécanique des Sols, à qui est due l'initiative de cette recherche.

Nous remercions également M. R. L'Herminier, Chef du Service Sols et Fondations du Centre Expérimental de Recherches et d'Études du Bâtiment et des Travaux Publics, pour ses conseils et la bienveillance avec laquelle il a mis à notre disposition les moyens matériels nécessaires à cette recherche.

Nous ne voudrions pas manquer de remercier également M. P. Habib, Chef de la Section Recherches du Service Sols et Fondations du Centre Expérimental, pour ses conseils et ses critiques qui nous ont été fort utiles.

Enfin, nous sommes tout particulièrement reconnaissant à M. Lefoyer, Assistant au Centre Expérimental, qui a effectué la plupart des essais avec une diligence et un soin qui dépassent tout éloge.



SOMMAIRE

	Pages.		Pages.
Notations.....	387	6. — Essais de torsion.....	396
1. — Introduction.....	387	7. — Éprouvettes miniatures — Compactage à l'aide d'un ressort précontraint.....	399
2. — Caractéristiques géotechniques du matériau utilisé.....	389	8. — Essais triaxiaux ordinaires.....	402
3. — Préparation d'éprouvettes homogènes — Appareillage et mode opératoire.....	390	9. — Essais triaxiaux à étapes (échelonnés).....	405
4. — Essais de compression simple.....	392	10. — Module de Young et déformation unitaire.....	408
5. — Essais de compression diamétrale.....	393	11. — Conclusions.....	409

NOTATIONS

a	Teneur en eau (%).	R_t	Résistance à la traction.
a_i	Teneur en eau initiale (de moulage) (%).	S	Degré de saturation.
a_s	Teneur en eau de saturation (%).	S_i	Degré de saturation initial.
C	Cohésion (kg/cm ²).	S_f	Degré de saturation final.
d	Densité apparente.	s_f	Degré de saturation final sans correction de la variation de volume.
d_s	Densité sèche.	t	Contrainte de cisaillement (kg/cm ²).
d_h	Densité humide.	x, y	Coordonnées cartésiennes.
e	Indice des vides.	δ	Poids spécifique.
E	Module d'élasticité.	ε	Déformation unitaire $\frac{\Delta h}{h}$.
h	Hauteur de l'éprouvette.	$\sigma_1 \geq \sigma_2 \geq \sigma_3$	Contraintes principales totales.
M	Moment.	φ	Angle de frottement interne.
p	Pression moyenne = $\frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2}$.	$+$	Signe de compression.
R_c	Résistance à la compression simple.	$-$	Signe de traction.
R_0	Résistance à la torsion.		

Les crochets [], indiquent une référence bibliographique dont la liste est donnée à la fin du texte.

1. — INTRODUCTION

1.1. — OBJET DE L'ÉTUDE

La présente étude est basée sur une recherche que nous avons effectuée au *Centre Expérimental de Recherches et d'Études du Bâtiment et des Travaux Publics à Paris*, dans le but de déterminer les variations des propriétés mécaniques et spécialement de la courbe intrinsèque des sols cohérents compactés et non saturés, quand leur teneur en eau varie.

En examinant de près le problème de la terre stabilisée, et particulièrement dans le cas de la stabilisation mécanique (compactage), nous avons remarqué que souvent la résistance exigée d'un sol compacté est reliée, pour des raisons pratiques, à une donnée empirique, par exemple le temps d'imbibition, le temps de séchage, etc., qui ne correspond pas à une réalité physique. L'idée nous est venue d'étudier les variations des caractéristiques d'un sol compacté soumis à des variations de teneur en eau, en fonction d'une caractéristique physique, le

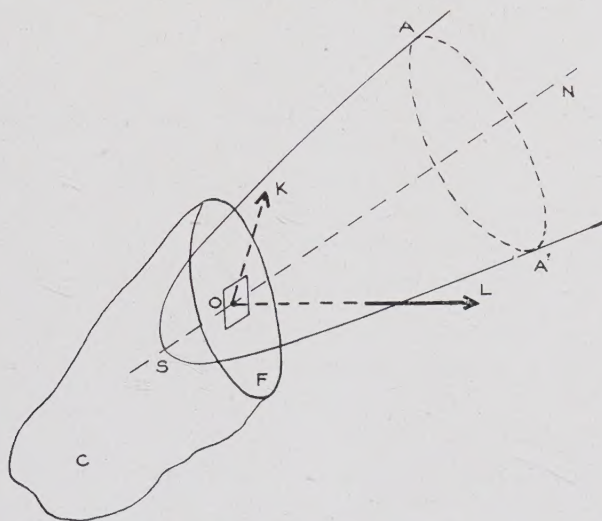
« degré de saturation », que nous considérons comme le paramètre principal du phénomène en question.

L'étude de la résistance d'un sol compacté non saturé est extrêmement délicate. À notre connaissance, il n'y a eu jusqu'à présent sur ce sujet que quelques rares recherches, fragmentaires et presque toujours limitées au cas des degrés de saturation très élevés. Nous avons donc voulu, malgré toutes les difficultés qu'une telle recherche présentait, étudier, par des essais de laboratoire, la variation des propriétés mécaniques d'un sol compacté, soumis à une diminution progressive de sa teneur en eau, et ceci dans tout le domaine compris entre la résistance à la traction et la résistance à la compression triaxiale.

Avant d'entrer dans le détail de nos essais, nous estimons nécessaire de faire quelques remarques générales sur les sols compactés, de rappeler brièvement quelques notions de la résistance des matériaux, et de donner la définition de certaines notions géotechniques utilisées dans ce rapport.

1.2. — COURBE INTRINSÈQUE d'après M. Caquot.

Considérons le cas d'un solide élastique et isotrope, sollicité par des forces extérieures. Pour qu'il n'y ait pas de glissement non réversible, il faut que, sur tout élément de surface à l'intérieur du corps, la contrainte de cisaillement n'atteigne pas une valeur limite, dépendant de la contrainte normale. L'extrémité du vecteur contrainte de rupture agissant sur tout élément de surface à l'intérieur du corps, décrit donc une surface de révolution autour de la normale au centre de l'élément de surface. La figure 1 représente un tel corps solide et un élément de surface ds , sur la section F à l'intérieur du corps. Toute contrainte, comme celle indiquée par le vecteur $\overline{OK}$, dont l'extrémité n'atteint pas la surface de révolution ASA' , autour de la normale ON , ne peut provoquer de rupture. Par contre, si la contrainte agissant sur l'élément ds prenait la position $\overline{OL}$, dépassant la surface de révolution ASA' , il y aurait glissement permanent dans la direction de la composante de cisaillement.



$\overline{OK}$ = contrainte admissible
 $\overline{OL}$ = contrainte provoquant un glissement permanent.

FIG. 1. — Surface intrinsèque d'un corps isotrope C

Cette surface de révolution ASA' est identique pour toutes les directions de l'élément de surface ds autour du point O et elle est fixée à l'élément de surface considéré (ds) en formant un ensemble géométrique invariable, se déplaçant en bloc avec l'élément de surface.

La méridienne de cette surface de révolution est, d'après la définition donnée il y a près de trente ans par M. CAQUOT, la *courbe intrinsèque* du matériau dans les conditions considérées.

Dans le plan de représentation de Mohr, la courbe intrinsèque ainsi définie est l'enveloppe des cercles correspondant à l'état d'équilibre limite, et elle est symétrique par rapport à l'axe des contraintes normales, puisque le matériau est supposé isotrope.

Il faut tout de même remarquer que la notion de la courbe intrinsèque est plus générale que celle du cercle de Mohr. Elle est une propriété de la matière, qui existe même lorsqu'il n'y a pas de cercle de Mohr, dans le cas de tenseurs non symétriques, comme, par exemple, en milieu magnétique.

La théorie de rupture de Mohr-Cauchot, est une généralisation de la loi de Coulomb, puisqu'elle suppose que le franchissement d'un état d'équilibre a lieu par glissement, la contrainte de cisaillement correspondante étant en général une fonction croissante de la contrainte normale.

D'après ce qui précède, cette théorie admet que, dans le cas d'un matériau isotrope, la courbe intrinsèque est indépendante de la contrainte principale intermédiaire. Ce point de la théorie a été controversé par certains chercheurs [9, 20]. M. L'HERMITE, Directeur du Centre Expérimental du Bâtiment et des Travaux Publics a tout récemment formulé une nouvelle théorie de rupture, visant à montrer l'influence de la contrainte intermédiaire [13, 13a]. La discussion de ce sujet dépasse le cadre de la présente étude. L'anisotropie inhérente à un sol compacté et non saturé, si faible soit-elle, et l'imprécision de nos moyens expérimentaux ne permettent pas, dans notre cas, de formuler une opinion nette sur cette question.

1.3. — LE COMPLEXE GRAINS-EAU-AIR.

Tout ce qui précède n'est théoriquement valable que dans le cas d'un matériau parfaitement homogène et isotrope.

Un sol compacté est un complexe de trois éléments : solide-liquide-gaz. Il est un ensemble de particules minérales, laissant entre elles des intervalles remplis en partie par de l'eau et en partie par de l'air. Cette eau, occupant des interstices capillaires, se trouve en état de traction et exerce une pression sur tous les grains en contact avec ses ménisques. Le sol compacté est donc par nature un matériau discontinu, hétérogène, constitué par trois éléments différents en trois phases différentes : solide-liquide-gazeuse. Le terme « homogénéité » pour un tel matériau a un sens statistique, à savoir que dans l'unité de volume considérée, en n'importe quel point de l'éprouvette, la quantité de chacun des trois éléments et sa répartition restent les mêmes. Il est évident que, malgré tous les soins pris pendant les manipulations du malaxage et du compactage, on ne peut pas assurer que la teneur en eau et la densité d'un sol compacté soient parfaitement homogènes. De plus, l'effet de dessiccation ajoute encore un facteur d'hétérogénéité.

Les mêmes remarques sont valables également en ce qui concerne l'isotropie du matériau qui, en général, dépend de l'homogénéité.

La connaissance de l'état de contraintes en un point du complexe solide-liquide-gaz du sol compacté sollicité par des forces extérieures nécessite l'étude simultanée de trois tenseurs différents.

En négligeant dans la majorité des cas, l'influence de l'air, il reste donc deux tenseurs qui entrent en jeu, dont l'un, celui du liquide, dans un élément restreint de volume, peut être assimilé à une pression simple. Du fait de la capillarité, cette pression est en général négative dans un sol non saturé. Dans le cas seulement d'une teneur en eau très proche de la saturation et en fonction des charges appliquées, cette pression peut changer de signe et devenir positive.

De ce qui précède, il résulte que la considération d'un sol compacté non saturé comme un matériau homogène et isotrope est une hypothèse simplificatrice, mais elle est indispensable pour pouvoir aborder l'étude des propriétés mécaniques d'un tel sol. Les moyens expérimentaux disponibles à l'heure actuelle ne permettent pas de traiter d'une manière exacte ce problème si délicat. La

même insuffisance de moyens expérimentaux nous oblige à ne tenir compte dans notre étude que de contraintes totales, résultant de l'inter-action des deux phases solide et liquide.

1.4. — DÉFINITIONS.

Nous estimons nécessaire de définir brièvement certaines notions géotechniques utilisées souvent dans cette étude :

1.41. — Teneur en eau (a).

C'est le rapport du poids d'eau contenue dans un échantillon de sol au poids sec de celui-ci, après dessiccation à l'étuve à 105° C.

1.42. — Teneur en eau de saturation (a_s).

C'est la teneur en eau correspondant à la saturation complète du sol.

1.43. — Densité apparente (d).

La densité apparente est le poids du matériau contenu dans l'unité de volume. La densité « sèche » d_s est le poids du matériau sec contenu dans l'unité de volume. La densité « humide » d_h est le poids du matériau, eau comprise, contenu dans cette même unité de volume.

1.44. — Poids spécifique (δ).

C'est la densité du milieu dont sont composés les grains du sol considéré.

1.45. — Degré de saturation (S).

Le degré de saturation est le rapport du volume des vides d'un sol, remplis d'eau, au volume total des vides. Il exprime donc le pourcentage des vides d'un sol remplis d'eau. En négligeant le volume occupé par l'air dissous dans l'eau interstitielle — impossible d'ailleurs à déterminer — nous pouvons exprimer le « degré de saturation » par le rapport de la teneur en eau d'un sol partiellement saturé à sa teneur en eau de saturation.

1.46. — Indice de vides (e).

C'est le rapport du volume des vides au volume de l'élément solide.

1.5. — VARIATIONS VOLUMÉTRIQUES D'UN SOL COMPACTÉ — DEGRÉ DE SATURATION FINAL (S_f).

Considérons une éprouvette de sol argileux compacté. Elle est constituée d'un ensemble de grains solides, plus ou moins enchevêtrés par l'effet du compactage et laissant entre eux des vides partiellement remplis d'eau. Cette eau étant en traction, exerce un effort de compression sur le squelette solide du matériau. Au fur et à mesure que la teneur en eau diminue par évaporation, cet effort de compression croît, entraînant une consolidation tridimensionnelle de l'éprouvette. C'est le phénomène classique du retrait. Ce phénomène continue jusqu'à ce que la tension de l'eau interstitielle soit telle que la tension de vapeur de l'eau correspondante devienne égale à l'humidité relative de l'ambiance.

Il est évident que la variation de volume provoquée par le retrait implique une variation de la densité et, par voie de conséquence, une variation de la teneur en eau de saturation. Nous appellerons donc *degré de saturation réel ou final* (S_f), le degré de saturation de l'éprouvette, au moment considéré, calculé en tenant compte de la variation de la densité par suite du retrait. Nous reviendrons en détails sur ce point au chapitre 7. Nous voulons seulement signaler que, d'après nos mesures, le phénomène de retrait d'un sol compacté non saturé présente deux phases : une première phase où le volume de l'éprouvette décroît rapidement en fonction presque linéaire de la teneur en eau et une deuxième phase où le volume reste constant. Théoriquement, même pendant cette seconde phase, il doit y avoir une diminution progressive de volume, mais elle est très faible, inférieure à l'approximation de nos mesures, et nous pouvons considérer que le volume reste pratiquement constant.

1.6. — REMARQUES GÉNÉRALES.

Avant d'en venir aux détails de nos essais, nous voulons faire quelques remarques sur les limites de leur validité. Comme nous l'avons déjà indiqué, un sol compacté non saturé n'est jamais parfaitement homogène et isotrope. Par conséquent, les valeurs que nous donnons ci-après pour certaines propriétés comme la teneur en eau, la densité sèche, le degré de saturation, etc... sont des valeurs moyennes. Nous attirons donc l'attention sur la valeur approximative et limitée des résultats obtenus.

Enfin, nous ne saurions trop insister sur les difficultés de réalisation et d'interprétation que présentent les essais de laboratoire sur un matériau tel qu'un sol compacté non saturé, en voie de dessiccation.

2. — CARACTÉRISTIQUES GÉOTECHNIQUES DU MATÉRIAU UTILISÉ

2.1. — CHOIX DU MATÉRIAU.

Le matériau utilisé pour notre recherche était un limon de plateaux, prélevé dans le champ d'aviation d'Orly. Ce choix a été inspiré par les considérations suivantes : les limons des plateaux constituent de vastes formations géologiques superficielles, ayant une relation immédiate avec l'activité de l'ingénieur. Soit comme porteur de constructions, et en particulier de constructions de routes et d'aérodromes, soit comme matériau de construction (barrages en terre, briques en terre non

cuite, etc...), le limon pose très souvent des problèmes. Une connaissance approfondie des variations de ses qualités mécaniques, lorsque, pour une raison quelconque, sa teneur en eau varie en deça de la saturation, ne peut qu'être profitable au constructeur.

De plus, l'absence de gros éléments dans le limon élimine, dans une recherche de laboratoire, un facteur important d'imprécision et rend les résultats des différents essais plus homogènes et comparables entre eux. L'extrapolation qualitative de ces résultats aux sols contenant de gros éléments nous paraît justifiée.

2.2. — DONNÉES GÉOLOGIQUES.

Les limons de plateaux se présentent en général en couches stratifiées, dont la proportion d'argile décroît avec la profondeur. Dans le sens horizontal, ces couches présentent une homogénéité remarquable. Les limons de plateaux les plus connus en France sont ceux de la région parisienne (Villejuif, Orly, Melun) et des plateaux du nord, dans la région de Saint-Quentin, dans le Cambrésis, etc... Ils sont généralement considérés comme d'origine diluvienne. Certains géologues y voient le résidu final de la destruction, sous l'action des eaux, de sédiments tertiaires. D'autres attribuent leur formation à une action éolienne. Une action combinée des eaux et du vent est très probablement à l'origine du limon de la région parisienne [5].

2.3. — CARACTÉRISTIQUES GÉOTECHNIQUES DU LIMON UTILISÉ.

Nos essais ont été effectués sur deux prélèvements de limon, désignés dans cette étude par les lettres A et C, prélevés exactement au même endroit du champ d'aviation d'Orly et à la même profondeur, soit environ 0,80 m à 1,00 m. Les deux échantillons étaient donc pratiquement identiques.

2.31. — La courbe granulométrique.

Elle est donnée sur le graphique de la figure 2.

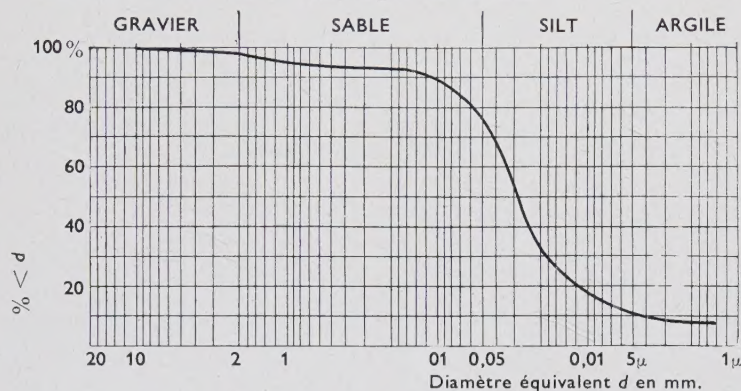


FIG. 2. — Courbe granulométrique du limon utilisé.

3. — PRÉPARATION D'ÉPROUVETTES HOMOGÈNES APPAREILLAGE ET MODE OPÉRATOIRE

3.1. — INTRODUCTION.

La question la plus délicate dans une recherche sur les sols compactés est la préparation d'éprouvettes homogènes.

La plupart des méthodes de compactage des sols en laboratoire ajoutent à l'hétérogénéité et à l'anisotropie, inévitables lors du moulage d'un sol humecté, un facteur supplémentaire d'anisotropie, dû à la mise en place du matériau en couches. Pour éviter cet inconvénient, au début de notre recherche, nous avons eu recours à un moule spécial, mis au point il y a quelques années par la section Recherches du Service « Sol et Fondations » [21, p. 288]. A cet appareil, comme d'ailleurs au mode de compactage utilisé à l'époque, nous avons apporté des modifications essentielles, qui nous ont permis d'améliorer notablement l'homogénéité des éprouvettes.

Pour des raisons que nous donnons au chapitre 7, nous avons été amené plus tard à remplacer ce moule

2.32. — Nature et forme des grains.

Le limon d'Orly est essentiellement constitué de grains de quartz, anguleux et de surface rugueuse, comme on peut le voir sur la photographie au microscope de la figure 3.

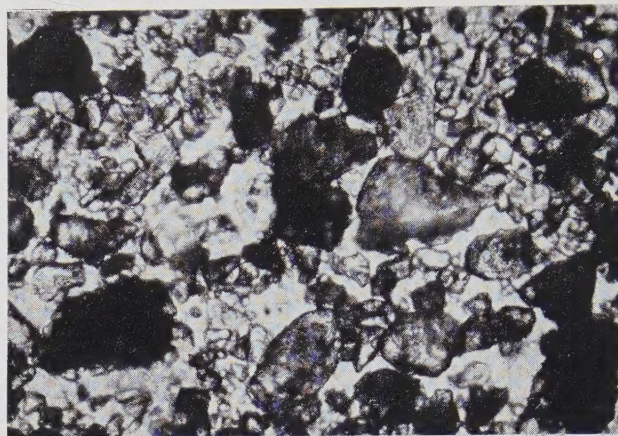


FIG. 3. — Vue au microscope du limon utilisé.

2.33. — Limites d'Atterberg.

- limite de liquidité : $LL = 29,5$
- limite de plasticité : $LP = 21,0$
- indice de plasticité : $IP = 8,5$

2.34. — Poids spécifique.

$$\delta = 2,70.$$

2.35. — Essai Proctor Standard.

- densité sèche maximum : $d_{smax} = 1,805$
- teneur en eau optimum : $d_{opt} = 15,5 \%$

de compactage par un autre, permettant de confectionner des éprouvettes de petites dimensions. Les éprouvettes dont la préparation est indiquée dans ce chapitre ont été seulement utilisées dans la première partie de la présente recherche, comprenant les essais de compression simple, de compression diamétrale et de torsion.

3.2. — APPAREILLAGE ET MODE OPÉRATOIRE.

Les figures 4 et 5 donnent les détails du moule mentionné au paragraphe 3.1. Ce moule comporte essentiellement un cylindre, en deux coquilles, pouvant recevoir une hausse à chaque extrémité et un socle. La hausse supérieure est plus longue que celle du bas. Deux brides de serrage permettent de maintenir solidement l'ensemble pendant l'opération du compactage. Celui-ci s'effectue par méthode dynamique, au moyen de la grande dame Proctor que l'on voit sur la photographie de la figure 5. La section du moule a été choisie égale à celle de la dame.

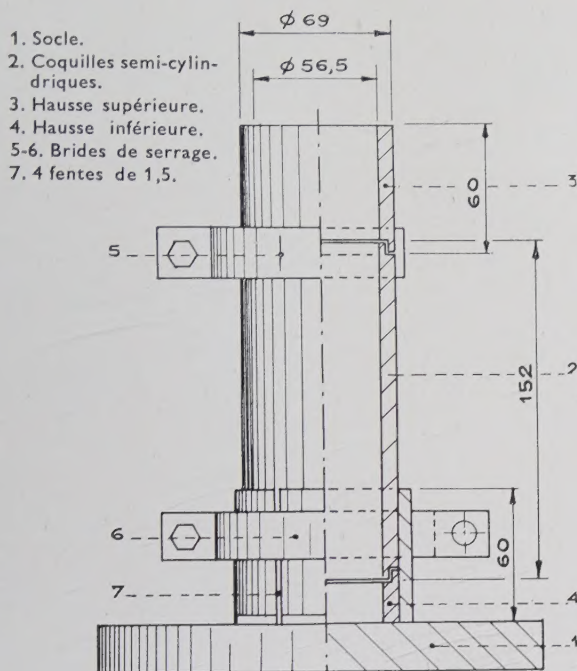


FIG. 4. — Appareil de compactage spécial.

3.3. — COURBE DE COMPACTAGE.

La courbe Proctor correspondant au mode et à l'énergie de compactage adoptés est donnée sur le graphique de la figure 6. Cette courbe donne une teneur en eau optimum égale à 15 % et une densité sèche maximum égale à 1,76.

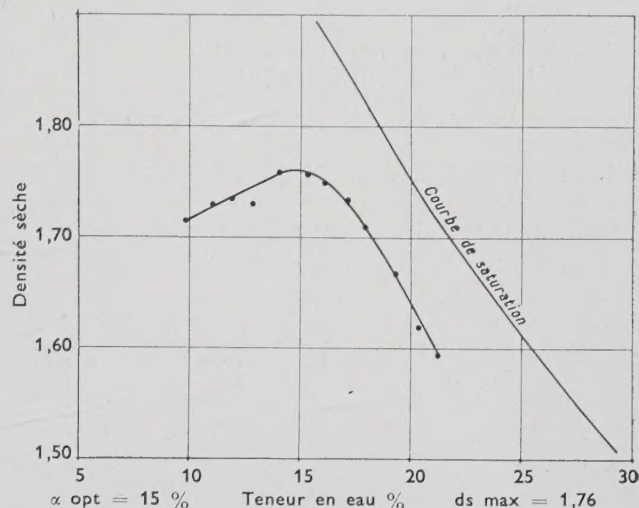


FIG. 6. — Limon d'Orly. Courbe de compactage à l'appareil spécial de la figure 5.

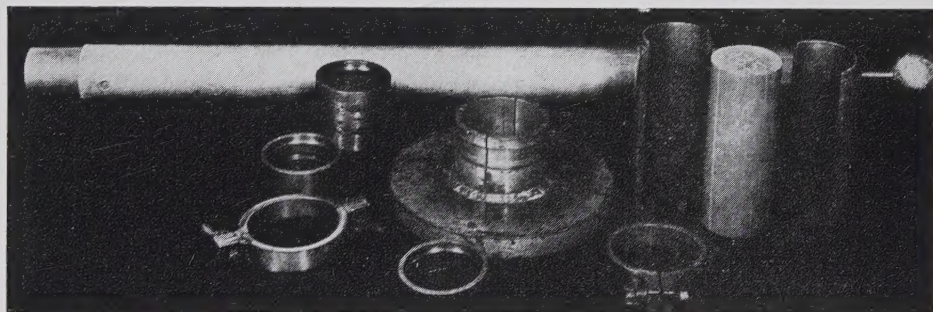


FIG. 5. — Moule de compactage, dame Proctor et éprouvette de 5,65 cm de diamètre et de 15,2 cm de longueur.

Le système des coquilles facilite le démoulage des éprouvettes, tandis que les deux hausses évitent la formation de plans de séparation pendant la mise en place du matériau.

Après plusieurs tentatives, nous avons adopté le mode opératoire suivant :

Le cylindre en coquilles, muni de ses deux hausses, est fixé sur le socle. Le matériau, préalablement humecté à la teneur en eau désirée, est introduit dans le moule, jusqu'au niveau supérieur de la hausse. On donne huit coups de dame; on enlève la hausse et on arase. Puis le moule est retourné et la face arasée de l'éprouvette est appuyée sur le socle. On donne huit coups de dame sur la nouvelle face, on enlève la seconde hausse et on arase. Il suffit alors de séparer les deux coquilles du cylindre et l'éprouvette est prête. Sur la figure 5 on voit une éprouvette entre les deux coquilles écartées. Les dimensions des éprouvettes à la sortie du moule sont : diamètre 5,65 cm, longueur 15,20 cm. Le rapport de la longueur au diamètre est donc voisin de 2,7. Ceci garantit la formation libre du plan de rupture pendant l'essai de compression.

3.4. — HOMOGÉNÉITÉ DES ÉPROUVETTES.

Nous avons déjà parlé de l'impossibilité pratique d'obtenir, par moulage d'un sol humecté, des éprouvettes parfaitement homogènes et isotropes. Sans parler de l'anisotropie due au fait même de l'application d'un effort de compactage dans une seule direction, nous devons habituellement considérer l'anisotropie créée par la mise en place du matériau en plusieurs couches. Il est évident que les plans de séparation des couches représentent des directions privilégiées de rupture, surtout lors de l'essai de torsion, envisagé dans cette recherche. Le mode de compactage que nous avons adopté a pratiquement éliminé cet inconvénient; la meilleure preuve en est que, pendant les essais de torsion, comme nous allons le voir au chapitre 6, les éprouvettes présentaient en général des surfaces de rupture normales, de forme hélicoïdale.

En ce qui concerne l'homogénéité d'un matériau compacté, les deux facteurs principaux qui entrent en jeu sont la « teneur en eau » et la « densité ». Le premier dépend de la préparation du matériau avant moulage, et il est plus facile à contrôler que le second, pour lequel des difficultés énormes se présentent. Les soins que nous

avons apportés à la préparation du matériau et le mode de compactage que nous avons adopté nous permettent de croire que nos éprouvettes avaient une homogénéité satisfaisante. Cette homogénéité a été contrôlée par la pénétration de l'aiguille de Vicat, le long d'une génératrice, et également par des mesures directes de densité, dont le gradient était inférieur à 2 %. Notons que la partie centrale, comprenant les deux tiers de l'éprouvette, présentait des écarts de densité très faibles (inférieurs à 1 %). Ceci est très important, car c'est précisément dans cette partie centrale que se forment en général les surfaces de rupture lors de l'essai de compression simple et de l'essai de torsion.

3.5. — DÉTERMINATION DU DEGRÉ DE SATURATION.

Chaque éprouvette est pesée à la sortie du moule. Sa teneur en eau de compactage est mesurée par des prélève-

ments dans le matériau avant compactage. Connaissant le poids humide de l'éprouvette, son volume et sa teneur en eau, nous calculons son poids sec et sa densité sèche. Au cours de la période de stockage, l'éprouvette subit des variations de teneur en eau, variations que nous pouvons suivre grâce au poids sec que nous avons déjà calculé et au poids humide qu'il est possible de mesurer à chaque instant. Connaissant la teneur en eau et la densité sèche, nous pouvons calculer le degré de saturation. Ainsi, par pesées successives, il est facile de suivre les variations du degré de saturation de l'éprouvette, et de soumettre celle-ci à l'essai lorsqu'elle a atteint le degré de saturation voulu. Après l'essai, des mesures de la teneur en eau servent à contrôler la valeur calculée et permettent de déterminer avec précision le degré de saturation final, c'est-à-dire au moment de l'essai. La comparaison entre les valeurs de la teneur en eau mesurées et celles calculées par la méthode décrite ci-dessus a fait apparaître des écarts très faibles.

4. — ESSAIS DE COMPRESSION SIMPLE

4.1. — ÉPROUVETTES ESSAYÉES.

L'essai de compression simple a été effectué sur trois séries d'éprouvettes préparées à trois teneurs en eau différentes. Les teneurs en eau de compactage (α_i) étaient approximativement : 15 % pour la première, 18 % pour la deuxième et 12 % pour la troisième série. Les éprouvettes de la première série étaient donc compactées à la teneur en eau optimum correspondant à l'appareil spécial et au mode de compactage adoptés (fig. 6). Le degré de saturation initial (S_i), c'est-à-dire celui qui correspond à la préparation des éprouvettes, était de 80 % pour la

première série, 85 % pour la deuxième et 60 % pour la troisième.

4.2. — RÉSULTATS.

Les résultats de l'essai sur ces éprouvettes, écrasées à différents degrés de saturation, figurent dans les tableaux I, II et III.

Si nous reportons les résultats de ces tableaux sur un graphique où les abscisses représentent le degré de saturation final et les ordonnées la résistance à la compression simple (fig. 7), nous constatons que les points de

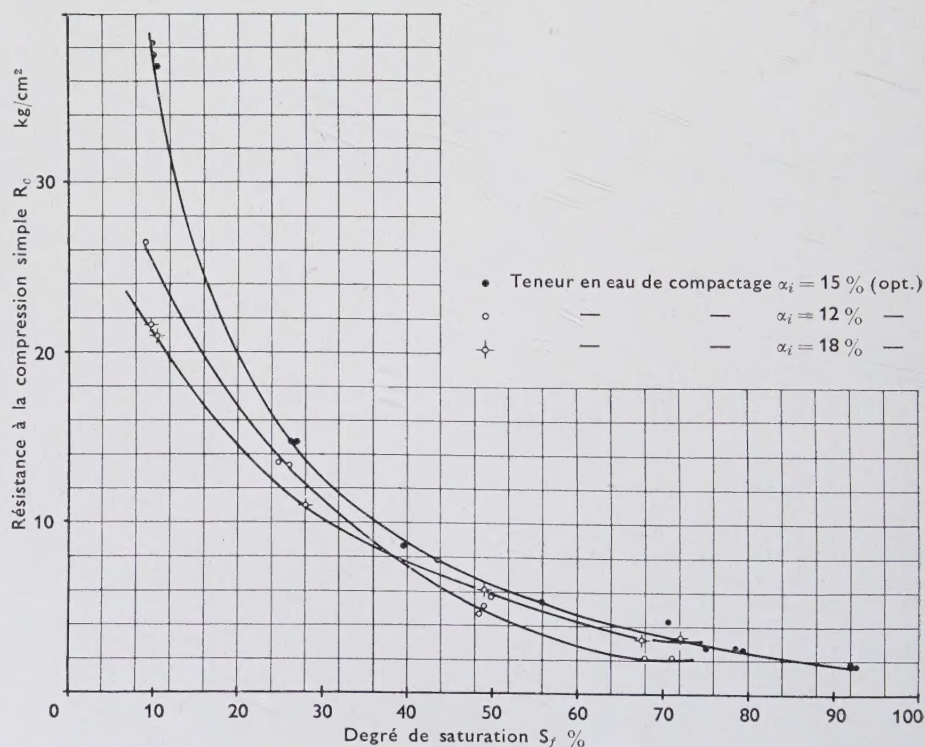


FIG. 7. — Essai de compression simple. Trois séries d'éprouvettes moulées à des teneurs en eau différentes.

Tableau I

Essais de compression simple.

Série 1. — Teneur en eau
de moulage $a_i \approx 15\%$

ÉPROUVETTE n°	S_r %	R_c kg/cm ²
A-31	92,5	1,8
A-32	92,0	1,8
A-53	79,5	2,8
A-54	78,5	2,8
C-17	75,0	2,8
A-56	70,8	4,3
A-55	55,8	5,5
A-33	43,5	7,9
A-34	39,7	8,7
A-28	26,9	14,8
A-29	26,5	14,8
A-27	10,2	37,0
A-26	9,9	38,4
A-30	9,9	37,6

chaque série d'éprouvettes forment des courbes continues, concaves vers le haut et convergentes vers la saturation complète.

Pour un sol compacté, la résistance à la compression simple est donc une fonction continue décroissante du degré de saturation.

Tableau II

Essais de compression simple.

Série 2. — Teneur en eau
de moulage $a_i \approx 18\%$

ÉPROUVETTE n°	S_r %	R_c kg/cm ²
A-40	72,0	3,4
A-41	67,2	3,4
A-42	49,8	5,8
A-43	49,0	6,2
A-44	28,0	11,0
A-38	10,2	21,0
A-37	9,4	21,6

Tableau III

Essais de compression simple.

Série 3. — Teneur en eau
de moulage $a_i \approx 12\%$

ÉPROUVETTE n°	S_r %	R_c kg/cm ²
A-52	71,0	2,2
A-48	68,0	2,2
A-49	49,0	5,1
A-50	48,8	4,9
A-51	26,0	13,4
A-45	24,7	13,6
A-46	9,0	26,4

5. — ESSAIS DE COMPRESSION DIAMÉTRALE

5.1. — INTRODUCTION.

Nous avons cherché à connaître la résistance à la traction, afin de déterminer les variations de la courbe intrinsèque en fonction du degré de saturation, dans la zone de résistance comprise entre la compression et la traction.

Il est bien connu que l'essai de traction présente en général beaucoup de difficultés. Ces difficultés se trouvent accrues, dans notre cas, du fait que nous avons affaire à un matériau dont la consistance varie beaucoup avec le degré de saturation. De plus, nous avons voulu mesurer la résistance à la traction sur le même type d'éprouvette que celui utilisé pour l'essai de compression simple, ce qui augmente encore les difficultés de l'essai de traction. Il est vrai qu'en choisissant une autre forme d'éprouvette, plus large à ses extrémités, nous aurions pu réduire notablement ces difficultés, mais les inconvénients que présenterait un tel changement au point de vue du moulage des éprouvettes nous ont fait écarter cette solution. En considérant la multiplicité des facteurs qui interviennent dans la résistance d'un sol compacté et partiellement saturé, nous avons été convaincus de la nécessité de conserver la même forme et les mêmes dimensions d'éprouvettes, c'est-à-dire des éprouvettes cylindriques, dont le mode de préparation est donné en détail au chapitre 3. Nous avions l'intention d'appliquer sur ces éprouvettes la méthode d'essai de traction mise au point par M. HABIB [21, p. 288].

Cette méthode consiste à appliquer un effort de traction sur les deux extrémités de l'éprouvette, par l'intermédiaire de deux coquilles cylindriques adhérent à l'éprouvette par le vide créé à leur fond.

Les fortes résistances à la traction présentées par nos éprouvettes pour les faibles degrés de saturation rendaient cette méthode impraticable. Nous avons alors eu l'idée de recourir à un essai très particulier, utilisé depuis quelques années pour la détermination de la résistance en traction du béton : la compression diamétrale.

Les premières tentatives pour introduire cet essai dans l'étude de la résistance à la traction du béton ont été faites en 1939 au Brésil et, indépendamment, en 1941 au Japon. Il nous a paru intéressant de faire une tentative d'application de cet essai en mécanique des sols.

5.2. — ÉTUDE THÉORIQUE DE L'ESSAI.

L'essai de compression diamétrale, appliqué sur une éprouvette cylindrique, consiste à placer celle-ci entre les deux plateaux horizontaux d'une machine de compression, les génératrices étant parallèles aux plateaux, et à la comprimer jusqu'à la rupture. La rupture se produit sous forme d'une fissure verticale coïncidant avec le plan vertical passant par les deux génératrices diamétralement opposées qui sont en contact avec les plateaux de la presse.

En tenant compte du fait que le cylindre ainsi comprimé reste pratiquement indéformable dans la direction de son axe, le problème se trouve ramené au cas d'une plaque circulaire sollicitée par deux forces diamétralement opposées. L'étude de ce problème a été faite originellement par H. HERTZ [*Zeitschrift für Mathe Physik*, Vol. 28, 1883, voir également 6 et 12]. Des études plus récentes, expérimentales (par la méthode photo-élastique ou par expériences directes sur des éprouvettes de béton) et théoriques, sont données dans la bibliographie [4, 7, 13 a et 17].

La figure 8 montre la répartition des contraintes le long de deux diamètres orthogonaux d'un cylindre élastique soumis à l'essai de compression diamétrale. Sur le diamètre horizontal (axe X), les contraintes sont :

$$\sigma_x = -\frac{2P}{\pi dl} \left[\frac{d^2 - 4x^2}{d^2 + 4x^2} \right]^2$$

$$\sigma_y = \frac{2P}{\pi dl} \left[\frac{4d^4}{(d^2 + 4x^2)^2} - 1 \right]$$

$$\tau_{xy} = 0$$

où d = diamètre du cylindre;

l = longueur du cylindre;

P = effort total.

Le signe négatif est utilisé pour la traction. Sur le diamètre vertical AB (axe Y), la répartition des contraintes est donnée par les formules :

$$\sigma_x = -\frac{2P}{\pi dl}$$

$$\sigma_y = \frac{2P}{\pi l} \left[\frac{2}{d - 2y} + \frac{2}{d + 2y} - 1 \right]$$

$$\tau_{xy} = 0.$$

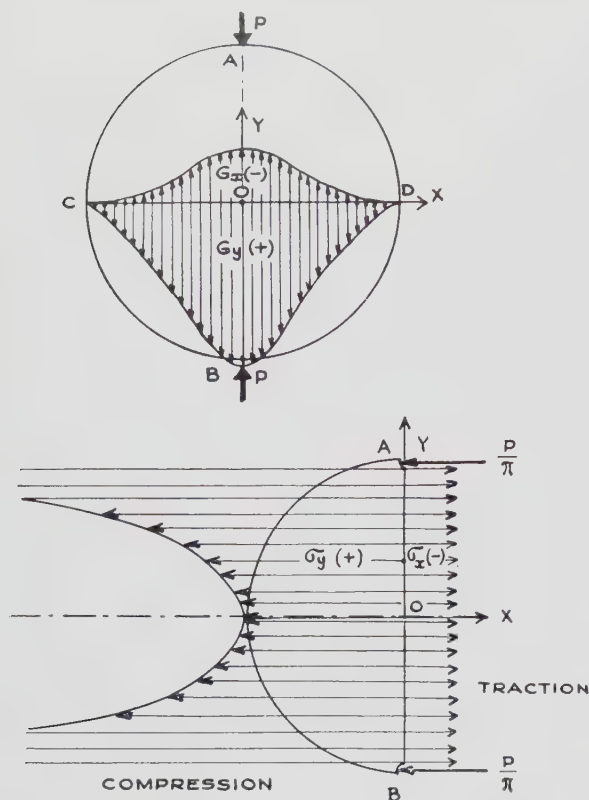


FIG. 8. — Répartition des contraintes dans un cylindre soumis à la compression diamétrale.

Le long du diamètre, la contrainte de traction est théoriquement constante et égale à $\frac{2P}{\pi dl}$.

Les conceptions concernant la rupture par compression diamétrale et l'interprétation de l'essai sont divergentes.

D'après M. Caquot, la rupture se produit dans un feuillet très mince, sur toute la longueur du diamètre comprimé. C'est une rupture par cisaillement, ayant lieu sur une infinité de plans de glissements conjugués, à la suite de petits déplacements des points de ce feuillet. La somme algébrique de ces déplacements est pratiquement nulle, à cause du système cinématique imposé.

Par contre, M. L'Hermite [13 a] admet dans le cadre de sa nouvelle théorie sur la rupture des matériaux qu'il s'agit d'une rupture en traction par arrachement, amorcée près du centre.

M. Peltier [17] croit à une traction simple qui commence, au moins pour les matériaux fragiles, à la zone centrale de l'éprouvette.

Malgré les divergences d'opinion, l'essai a été reconnu d'une grande utilité pour la mesure de la résistance à la traction du béton et son interprétation par le cercle de Mohr correspondant, dans l'hypothèse élastique, au centre de l'éprouvette est une commodité qui présente un intérêt pratique particulier. Ce cercle coupe l'axe des contraintes normales aux points $-\frac{2P}{\pi dl}$ et $+\frac{6P}{\pi dl}$.

La résistance à la traction du matériau est communément représentée par la formule $R_t = \frac{2P}{\pi dl}$.

5.3. — APPAREILLAGE ET DÉTAILS DE L'ESSAI.

La figure 9 montre une éprouvette cylindrique prête à subir l'essai de compression diamétrale. Elle se trouve placée entre deux plaques d'acier servant de plateaux de presse. La machine de compression utilisée est une presse de C B R, munie d'un anneau dynamométrique et d'un piston à pointe sphérique permettant le centrage de la plaque d'acier supérieure et l'application correcte de la charge. Pour pallier les irrégularités de surface le long des génératrices de contact, nous avons intercalé, entre les plaques d'acier et l'éprouvette, une plaque mince en carton.

La figure 10 montre la même éprouvette après l'essai. On y voit clairement que la rupture s'est produite dans un plan vertical passant par les deux génératrices de contact. Sur notre photographie, les deux demi-cylindres qui restent après l'essai sont un peu écartés, pour bien montrer la surface de rupture sur toute la longueur de l'éprouvette.

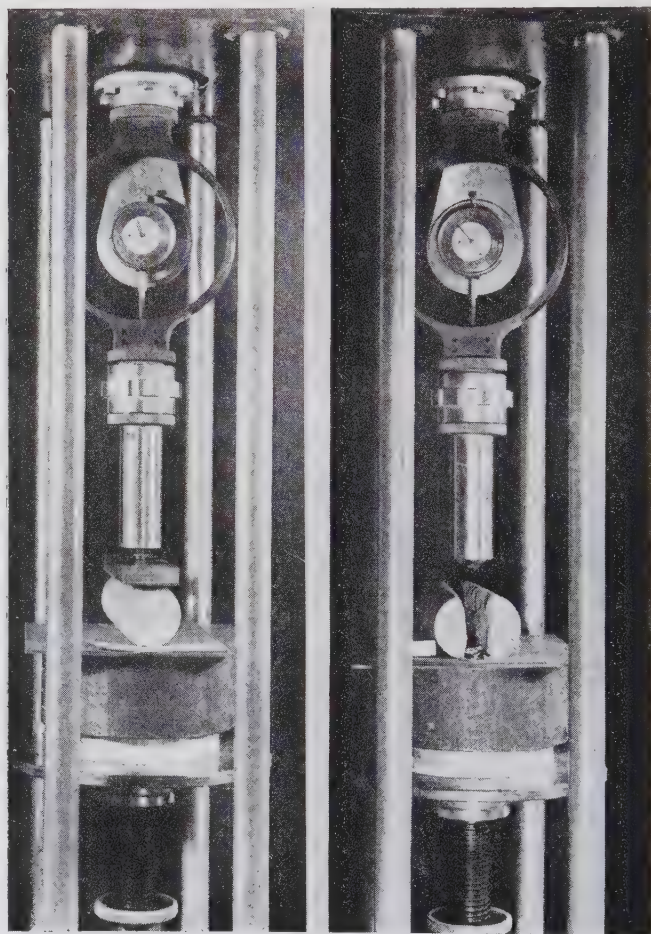


FIG. 9. — Essai de compression diamétrale. FIG. 10. — Rupture par compression diamétrale.

5.4. — RÉSULTATS.

Nos essais de compression diamétrale ont été effectués sur deux séries d'éprouvettes, préparées à peu près à la même teneur en eau de moulage, environ 15 %. Ces éprouvettes ont été essayées, après séchage, à différents degrés de saturation. Le tableau IV nous donne les résultats de ces essais.

Tableau IV
Résistance à la traction

ÉPROUVETTE n°	TENEUR en eau de moulage a_i %	DEGRÉ de saturation final S_f	RÉSISTANCE à la traction R_t (kg/cm ²)
C-1	14,85	74,5	0,30
C-4		50,5	0,93
C-3		26,9	2,12
C-2		13,3	3,68
C-10	14,95	71,0	0,37
C-9		50,0	0,97
C-8		28,3	2,27
C-7		14,3	3,94

Si nous reportons ces résultats sur un graphique (fig. 11) l'un des axes représentant le degré de saturation final S_f au moment de l'essai et l'autre la résistance à la trac-

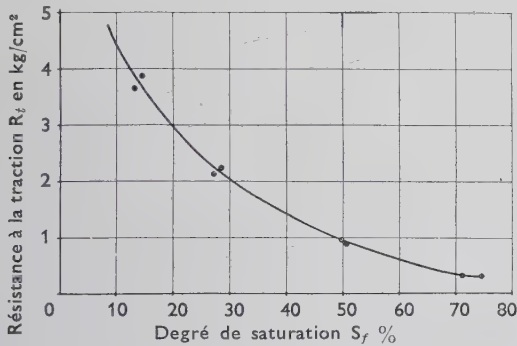


FIG. 11. — Résistance à la traction en fonction du degré de saturation.

tion R_t , calculée d'après la formule $R_t = \frac{2P}{\pi dl}$, nous pouvons alors tracer la courbe reliant ces deux variables. On voit ainsi que la résistance à la traction est une fonction continue et décroissante du degré de saturation. Cette courbe a à peu près la même allure que la courbe « résistance à la compression—degré de saturation », pour la même teneur en eau de moulage, soit 15 % (fig. 7).

5.5. — INTERPRÉTATION DES RÉSULTATS.

Les graphiques des figures 7 et 11 nous ont permis de tracer les cercles de Mohr de compression simple et de compression diamétrale, pour différentes valeurs du degré de saturation S_f , notamment $S_f = 10, 20, 30, 40, 50, 60, 70$ et 75 %. Nous en donnons un exemple à la figure 12.

En ce qui concerne la courbe intrinsèque enveloppant ces cercles, nous avons considéré deux hypothèses simplificatrices :

a) Hypothèse d'une courbe intrinsèque droite :

Dans cette hypothèse, l'équation de la courbe intrinsèque prendra la forme :

$$y = \left(\frac{R_c - 4R_t}{2\sqrt{R_c R_t - 3R_t^2}} \right) x + \frac{R_c R_t}{2\sqrt{R_c R_t - 3R_t^2}}$$

x = contraintes normales;

y = contraintes tangentielles;

R_c = résistance à la compression simple;

R_t = résistance à la traction.

Ainsi, dans cette hypothèse, l'angle de frottement peut se calculer par la formule :

$$\operatorname{tg} \varphi = \frac{R_c - 4R_t}{2\sqrt{R_c R_t - 3R_t^2}}$$

et la cohésion par la formule :

$$C = \frac{R_c R_t}{2\sqrt{R_c R_t - 3R_t^2}}$$

Les résultats de ces calculs figurent au tableau V.

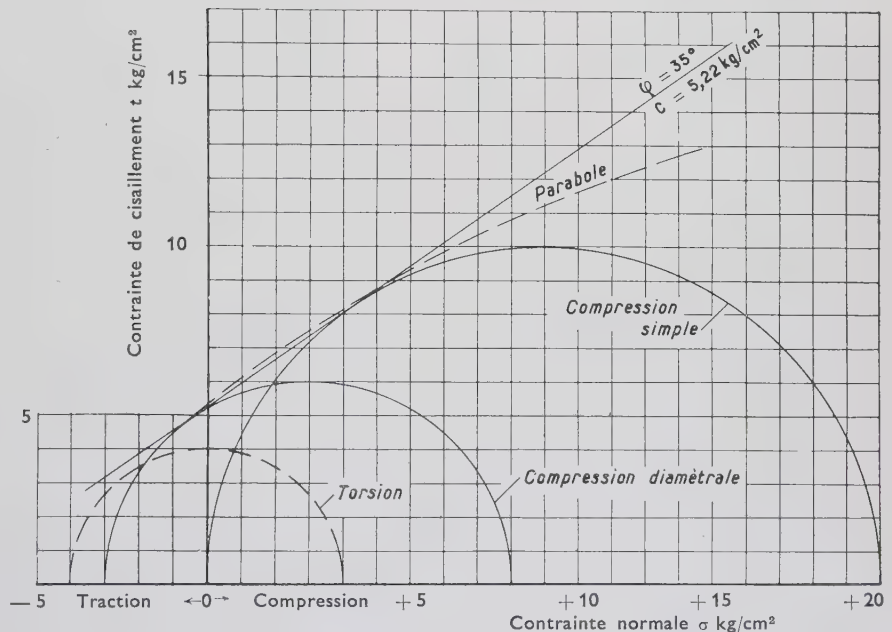


FIG. 12. — Exemple de tracé de la courbe intrinsèque à partir des essais de compressions simple et diamétrale (degré de saturation $S_f = 20$).

b) Hypothèse d'une courbe intrinsèque parabolique :

Dans l'hypothèse simplificatrice que cette parabole a son point de contact avec le cercle de Mohr de la compression diamétrale sur l'axe des contraintes normales, c'est-à-dire à son sommet même, nous pouvons écrire son équation sous la forme :

$$x = -R_t + \left(\frac{2R_t + R_c + 2\sqrt{R_t(R_t + R_c)}}{R_c} \right) y^2.$$

En admettant comme cohésion l'ordonnée du point où cette parabole coupe l'axe des contraintes tangentielles et comme angle de frottement la pente de la courbe en ce point, nous avons :

$$C = \sqrt{R_t \frac{R_c^2}{2R_t + R_c + 2\sqrt{R_t(R_t + R_c)}}}$$

$$\text{et : } \operatorname{tg} \varphi = \frac{1}{2C} \frac{R_c^2}{2R_t + R_c + 2\sqrt{R_t(R_t + R_c)}}$$

Les valeurs des φ et C calculées d'après ces formules sont données au tableau V.

Tableau V

Angle de frottement interne et cohésion à partir des résistances à la compression simple R_c et à la compression diamétrale R_t

DEGRÉ de saturation S_r (%)	HYPOTHÈSE DE COURBE intrinsèque droite		HYPOTHÈSE DE COURBE intrinsèque parabole	
	φ°	C kg/cm ²	φ°	C kg/cm ²
10	43,5	7,95	46	9,10
20	35	5,22	36,5	5,30
30	32	3,47	40	3,38
40	31,5	2,42	40	2,36
50	36	1,66	42	1,71
60	41	1,07	45	1,18
70	46,5	0,65	48	0,78
75	45,5	0,55	47	0,65

5.6. — COURBE RELIANT LA TRACTION A LA COMPRESSION.

La combinaison de la courbe « résistance à la compression simple—degré de saturation » (fig. 7), pour une teneur en eau de moulage $a_i = 15\%$, et de la courbe « résistance à la traction—degré de saturation » (fig. 11), pour une même teneur en eau de moulage, nous a permis également de tracer la courbe de la figure 13, qui relie les deux valeurs de la résistance, indépendamment du degré de saturation. On remarquera que la résistance à la compression simple est de six à neuf fois plus grande que celle à la traction.

5.7. — CONCLUSIONS.

L'examen des graphiques 11, 12 et 13 et du tableau V conduit aux conclusions suivantes :

a) La résistance à la traction et la cohésion sont des fonctions continues et décroissantes du degré de saturation, à caractère exponentiel.

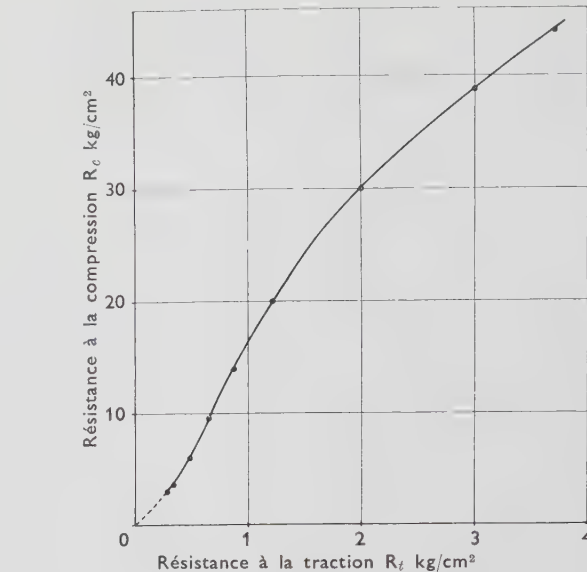


FIG. 13. — Courbe reliant la résistance à la traction à celle à la compression simple.

b) Les valeurs de cohésion obtenues, soit par l'hypothèse de la courbe intrinsèque droite, soit par l'hypothèse de la courbe intrinsèque parabole, sont pratiquement les mêmes.

c) Les angles de frottement calculés d'après la seconde hypothèse sont supérieurs à ceux de la première. Les valeurs trop élevées de l'angle de frottement des éprouvettes s'approchant de la saturation peuvent s'expliquer par les déformations plastiques survenues pendant l'essai de compression diamétrale et dont nous n'avons pas pu tenir compte dans nos calculs. En effet, pour les valeurs du degré de saturation élevées, les rayons des cercles de Mohr correspondant à l'essai de compression diamétrale doivent être supérieurs à ceux trouvés par nos calculs et, par conséquent, les angles de frottement doivent en réalité être inférieurs.

d) L'angle de frottement varie dans des limites assez étroites.

e) Nous avons constaté que, pour tous les degrés de saturation, la résistance à la compression simple est de six à neuf fois supérieure à celle à la traction. Si nous tenons compte des déformations plastiques dont nous avons déjà parlé, nous pouvons dire qu'en règle générale le rapport des deux résistances se situe entre 6 et 7.

6. — ESSAIS DE TORSION

6.1. — INTRODUCTION.

Poursuivant notre étude de la courbe intrinsèque dans la zone comprise entre la traction et la compression, nous avons cru intéressant d'inclure dans notre recherche quelques essais de torsion, pouvant nous aider à préciser davantage l'allure de cette courbe.

On sait que, dans le cas d'une éprouvette cylindrique d'un matériau isotrope soumise à l'essai de torsion

simple, sans charge normale, la rupture s'amorce sur le bord, suivant une hélice inclinée à 45° sur l'axe du cylindre.

L'état de contraintes à chaque point de cette hélice, au moment de la rupture, peut se représenter par un cercle de Mohr dont le centre se trouve à l'origine des coordonnées et dont le rayon est égal à la résistance du matériau au cisaillement pur. Les deux contraintes principales, en chaque point de l'hélice, sont égales et de signe opposé.

6.2. — APPAREILLAGE ET MODE OPÉRATOIRE.

L'essai de torsion sur éprouvettes de sol est extrêmement difficile à réaliser. Après plusieurs tentatives, nous avons mis au point le dispositif indiqué sur la figure 14.

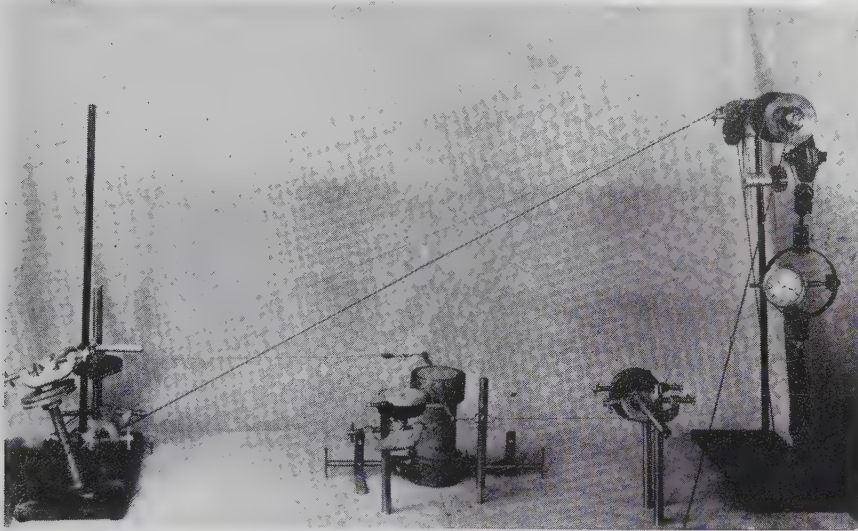


FIG. 14. — Montage de l'essai de torsion.

L'éprouvette est posée verticalement sur une planche en bois et serrée à sa base par un collier métallique, à deux coquilles. Ce collier est immobilisé par des goupilles plantées sur la planche. Une bande de caoutchouc, intercalée entre l'éprouvette et le collier métallique, permet à ce dernier de s'adapter aux petites variations de diamètre des éprouvettes et d'exercer un serrage efficace, tout en évitant les concentrations locales de contraintes. L'adhérence entre la bande de caoutchouc et le collier est augmentée au moyen de petites crénelures créées sur la surface intérieure de ce dernier. Un collier similaire, avec le même système de serrage et muni de deux bras, est serré à la partie supérieure de l'éprouvette. Ce collier est soumis à un moment de torsion autour de son centre, à l'aide de deux efforts égaux et de sens contraire, appliqués aux extrémités de ses bras. Le dispositif de charge comprend essentiellement un tendeur, fixé à son extrémité inférieure et suspendu par l'autre à l'axe d'une poulie par l'intermédiaire d'un anneau dynamométrique. Cette poulie est à son tour suspendue à deux autres poulies verticales par une corde à piano fine qui, passant par un système de poulies convenablement installées arrive, à ses deux extrémités, aux deux bras du collier. L'effort exercé par le tendeur est décomposé en deux efforts égaux qui, par l'intermédiaire de la corde à piano, sont appliqués sur les deux bras du collier, horizontalement et en sens contraire. Ce dispositif de charge s'avérant trop rigide pour le cas des éprouvettes de faible résistance, nous avons été amenés à le modifier légèrement, en remplaçant le tendeur par une petite boîte progressivement chargée avec de la grenaille d'acier. Dans ce cas, la corde à piano a été remplacée par un fil de nylon très fin.

6.3. — INTERPRÉTATION DE L'ESSAI.

L'interprétation de l'essai de torsion sur des échantillons de sol est assez délicate et en général basée sur des hypothèses portant sur la répartition radiale des contraintes. NADAI, [16, p. 128], étudiant le problème de la torsion d'une barre cylindrique, dans le cas le plus général où les déformations ont même dépassé la limite élastique, arrive à la formule suivante qui permet de calculer à chaque moment la contrainte de cisaillement maximum t_0 développée sur le bord de la barre :

$$t_0 = \frac{1}{2\pi r^3} \left(\theta \frac{dM}{d\theta} + 3M \right)$$

r = rayon de l'éprouvette;

θ = angle de rotation unitaire;

M = moment de torsion.

Pour appliquer cette formule, on doit connaître la courbe représentant la fonction $M = f(\theta)$, déterminée expérimentalement. Nous remarquons que, dans le cas des déformations parfaitement élastiques, le terme $\theta \frac{dM}{d\theta}$ est égal à M , et nous avons :

$$t_0 = \frac{2M}{\pi r^3} = \frac{M}{I_0} r$$

où I_0 = moment d'inertie polaire.

Cette formule est la formule classique de la résistance à la torsion d'une barre élastique.

Dans le cas de nos éprouvettes, nous avons admis avec M. Caquot qu'au moment de la rupture le matériau se



FIG. 15. — Rupture par torsion.

trouvait à un état plastique où $\frac{dM}{d\theta} = 0$. Dans ce cas, nous obtenons :

$$t_0 = \frac{3}{2} \frac{M}{\pi r^3}$$

6.4. — RÉSULTATS.

Les résultats de nos essais de torsion sont donnés dans le tableau VI et sur la figure 16. La teneur en eau de moulage des éprouvettes essayées était d'environ 15 %.

Tableau VI
Essais de torsion

ÉPROUVETTE n°	DEGRÉ de saturation S _r (%)	RÉSISTANCE au cisaillement par torsion $R_0 = t_0 = \frac{3}{2} \frac{M}{\pi r^3}$ (kg/cm ²)
C-IV	78	0,455
C-III	78	0,558
C-V	53	2,27
C-152	35	1,62
C-135	35	3,08
C-13	23	1,25
C-14	23	2,92
C-137	21	3,08
C-138	12	6,00

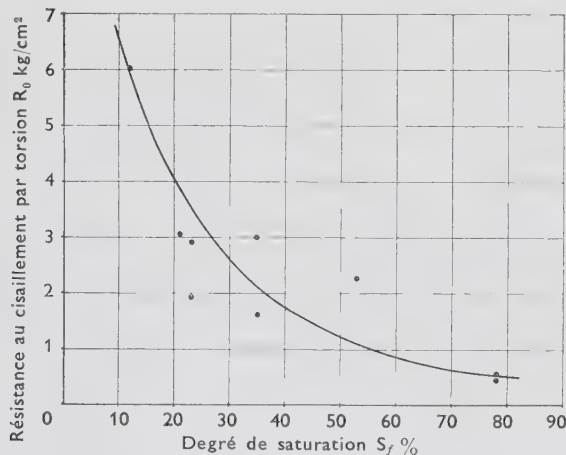


FIG. 16. — Essai de torsion.

A l'encontre des essais de compression simple et de compression diamétrale (fig. 7 et 11), les résultats de l'essai de torsion ont présenté une grande dispersion. Nous ne pouvons attribuer ce fait qu'à l'anisotropie et à l'hétérogénéité inévitables de notre matériau. Du fait que la diminution de la teneur en eau des éprouvettes est obtenue par évaporation, il y a toujours un gradient radial de teneur en eau et de densité. Comme nous l'indiquons plus loin (chap. 7), ce gradient est en général très faible; nous estimons qu'il ne peut influencer notablement, ni l'essai de compression simple ou triaxial, ni l'essai de compression diamétrale, pour les raisons suivantes : dans le premier cas, la rupture se produit par

glissement sur des plans perpendiculaires au plan $\sigma_1 \sigma_3$ et sur lesquels l'état de contraintes est théoriquement uniforme. Grâce au comportement élasto-plastique du matériau, cet état de contraintes doit rester pratiquement uniforme jusqu'à la rupture, malgré les petites hétérogénéités dans la masse du matériau. La contrainte de rupture donnée par le calcul est une contrainte moyenne.

Dans le second cas, celui de la compression diamétrale, la rupture se produit sur un plan diamétral sur lequel la contrainte de traction qui la provoque est théoriquement uniforme.

Par contre, la répartition radiale des contraintes pendant l'essai de torsion n'est pas uniforme et la rupture s'amorce sur le bord de l'éprouvette. Ceci, et le fait que la déformation s'effectue par torsion hélicoïdale des « fibres » du matériau, les unes s'appuyant sur les autres, ne laissent pas de doute que toute hétérogénéité du matériau, et spécialement le gradient radial de teneur en eau et de densité, influence beaucoup les résultats.

A cette cause de dispersion, il faut peut-être ajouter de petites excentricités éventuelles de l'application des efforts. Malgré les soins que nous avons apportés à la mise au point du dispositif de torsion présenté, nous ne pouvons exclure une telle éventualité.

6.5. — CONCLUSIONS.

La dispersion des résultats constatée ne nous permet pas d'aboutir à une conclusion ferme. Tout au moins, et seulement à titre indicatif, nous avons tracé (fig. 16) une courbe moyenne reliant la résistance à la torsion au degré de saturation. Cette courbe a la même allure que les courbes correspondantes de la résistance à la compression simple (fig. 7) et de la résistance à la traction (fig. 11), pour une même teneur en eau de moulage des éprouvettes soit 15 %.

La courbe de la figure 16 nous a permis, toujours à titre indicatif, de déterminer le rayon du cercle de Mohr correspondant à l'essai de torsion, pour différentes valeurs du degré de saturation, que nous donnons au tableau VII. Ces cercles de Mohr ne cadrent pas toujours bien avec les cercles de compression simple et de compression diamétrale. Dans certains cas les valeurs de la résistance à la torsion apparaissent trop grandes par rapport aux valeurs des résistances à la traction et à la compression simple. La cause doit en être très probablement l'anisotropie du matériau, expliquée au paragraphe précédent. Dans le cas des degrés de saturation élevés, la discordance des résultats peut certainement s'expliquer par les déformations plastiques dont nous avons parlé au paragraphe 5, 7.

Tableau VII

Rayon du cercle de Mohr de torsion pour différents degrés de saturation

DEGRÉ de saturation S _r (%)	RAYON du cercle de Mohr r ₀ (kg/cm ²)
10	6,60
20	4,00
30	2,60
40	1,75
50	1,20
60	0,90
70	0,62
75	0,50

7. — ÉPROUVETTES MINIATURES COMPACTAGE A L'AIDE D'UN RESSORT PRÉCONTRAIT

7.1. — INTRODUCTION.

Il est évident que les essais de compression simple, de torsion et de traction ne suffisent pas à nous donner une idée complète de la courbe intrinsèque du matériau examiné. Nous avons donc décidé d'étendre notre recherche au domaine des sollicitations triaxiales, mais la nécessité d'adapter nos éprouvettes aux dimensions de notre appareil d'essai, ainsi que d'autres considérations concernant la simplification du travail, nous ont amenés à chercher un mode de compactage différent de celui utilisé jusqu'à présent, qui nous aurait permis de confectionner des éprouvettes d'une section égale à 10 cm^2 .

7.2. — COMPACTAGE PAR VIBRATION.

Retenant une suggestion de M. CAQUOT, nous avons fait une tentative de compactage par vibration, avec le vibreur giratoire Couillaud [28], couramment utilisé dans les recherches sur les mortiers de ciment. Le matériau humecté, placé dans un petit moule cylindrique, debout sur la plaque vibrante, était soumis en même temps aux vibrations et à une charge verticale supérieure à son propre poids. Les résultats n'ont pas été satisfaisants. Les densités obtenues étaient très faibles, de l'ordre de 1,4, et la compacité des éprouvettes d'une hétérogénéité évidente. La fréquence du vibreur utilisé était de 1 500 cycles par minute et son amplitude de 3,25 mm. Le temps et les conditions matérielles nous ont manqué, lors de ces essais, pour faire construire un autre vibreur, de haute fréquence et de faible amplitude (inférieure à 1 mm), qui nous aurait peut-être permis d'obtenir un compactage satisfaisant.

7.3. — COMPACTAGE AU MOYEN D'UNE DAME A RESSORT PRÉCONTRAIT.

Nous avons eu ensuite l'idée de recourir à un mode de compactage très spécial à l'aide d'une dame à ressort précontraint. Cette méthode, préconisée depuis quelques années par M. CASAGRANDE, a trouvé son application dans l'appareil de compactage utilisé depuis peu en Amérique sous le nom de « Harvard Compaction Apparatus », duquel nous nous sommes inspirés pour faire construire l'appareil décrit ci-dessous, destiné à la préparation de très petites éprouvettes que nous avons appelées « éprouvettes miniatures ».

Les figures 17, 18 et 19 donnent les détails de notre appareil de compactage. Le moule cylindrique (4) est constitué par deux coquilles démontables, permettant un démoulage facile des éprouvettes. Pendant le compactage du matériau, les deux parties du moule sont maintenues en place par la base (7), une hausse (1), un collier (3), et par un manchon que l'on voit sur la photographie de la figure 19. Le diamètre intérieur du moule est de 35,68 mm, la longueur de 90 mm et le volume intérieur de 90 cm^3 . Ces dimensions ont été choisies pour avoir une section d'éprouvettes égale à 10 cm^2 et un rapport longueur sur diamètre égal à 2,5, ce qui permet la libre formation des plans de rupture. Sur la figure 17, on voit que le moule n'est pas directement appuyé sur la base, mais par l'intermédiaire d'une rallonge (6). Celle-ci a été prévue pour nous permettre de retourner le moule

et d'appliquer un effort de compactage également sur la face inférieure de l'éprouvette.

La dame de compactage, dont les détails sont donnés sur la figure 18 et que l'on voit sur la photographie de la figure 19, se compose d'une tige d'acier de 12 mm d'épaisseur, couissant à l'intérieur d'une poignée en matière plastique, dont la surface crénelée permet de la tenir solidement à deux mains. A l'extrémité de la tige, on peut visser différents embouts de différents diamètres. Entre la tige d'acier et la poignée, se trouve un ressort précontraint. Lorsqu'on pousse la poignée vers le bas, l'effort se transmet sur la tige par l'intermédiaire du ressort précontraint. Quand l'effort appliqué sur la poignée atteint et dépasse l'effort de précontrainte du ressort, celui-ci commence à se déformer et l'on voit la poignée se déplacer par rapport à la tige. L'expérimentateur sent immédiatement la poignée qui lâche sous ses mains et il cesse d'appuyer sur la dame.

On sait alors que l'effort appliqué sur le matériau est à peu près égal à l'effort de précontrainte. Ceci permet donc de contrôler l'effort de compactage, en choisissant différents ressorts à différentes précontraintes.

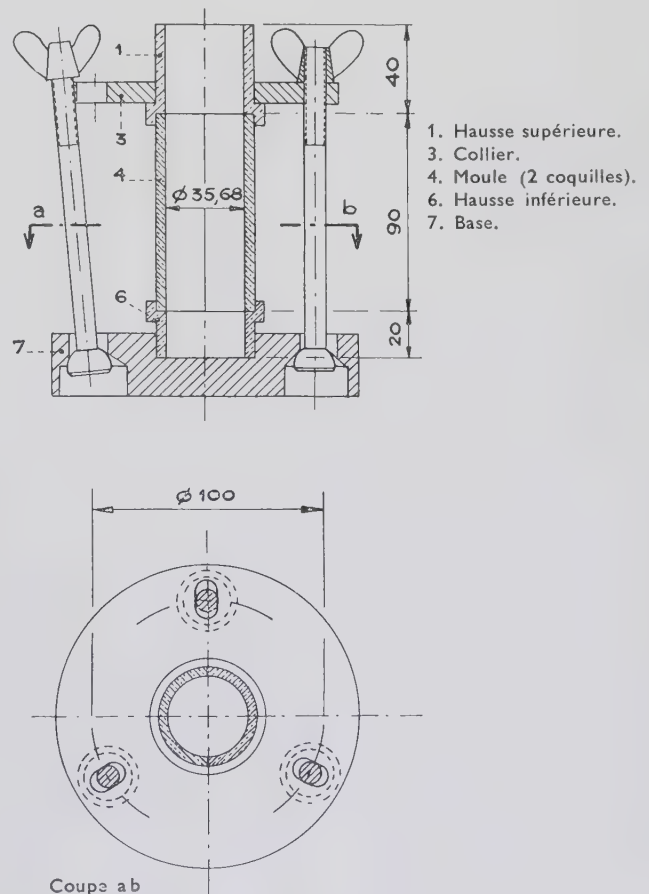


FIG. 17. — Appareil de compactage miniature.

7.4. — RECHERCHES DE COMPACTAGE PRÉLIMINAIRE.

En ce qui concerne la mise en place du matériau, nous avons tout d'abord voulu appliquer le même principe de compactage que celui appliqué pour la préparation des grandes éprouvettes (chap. 3), c'est-à-dire un compactage en une seule couche, ce qui évite toute stratification du matériau. C'est dans ce but que nous avons fait construire la hausse inférieure du moule (fig. 17, n° 6). Celle-ci nous permet de retourner le moule, après avoir enlevé la hausse supérieure et arasé la face supérieure de l'éprouvette, et d'appliquer un effort supplémentaire de compactage sur la face inférieure. Ce mode de compactage, qui nous a permis de préparer des éprouvettes homogènes dans le moule décrit au chapitre 3, appliqué à l'appareil miniature en question, n'a pas donné de résultats satisfaisants. La densité des éprouvettes ainsi obtenues était très variable le long de leur axe, et généralement très faible. Nous attribuons ceci à deux causes principales :

a) Le diamètre du moule étant très petit, l'effet de paroi devient trop grand.

b) Le compactage n'est pas « dynamique » comme dans le premier cas, mais « statique » ; c'est plutôt un « pétrissage » qui a pour effet d'augmenter « l'effet de paroi ».

Nous avons donc été obligé d'abandonner ce mode de compactage et de revenir à la méthode classique de la mise en place du matériau en plusieurs couches.

La deuxième phase de cette recherche préliminaire de compactage consistait à déterminer le nombre de couches, le nombre de coups, le diamètre d'embout et la puissance du ressort qui donneraient les meilleurs résultats du point de vue de l'homogénéité des éprouvettes et qui assureraient en même temps une densité du matériau égale à la densité des grandes éprouvettes (décrites au chap. 3) pour la même teneur en eau, soit 15 %.

En ce qui concerne les embouts, nous en avons essayé un certain nombre, de différents diamètres, de différentes formes (extrémité plane ou sphérique) et de différentes longueurs. Ils sont tous représentés sur la photographie de la figure 19.

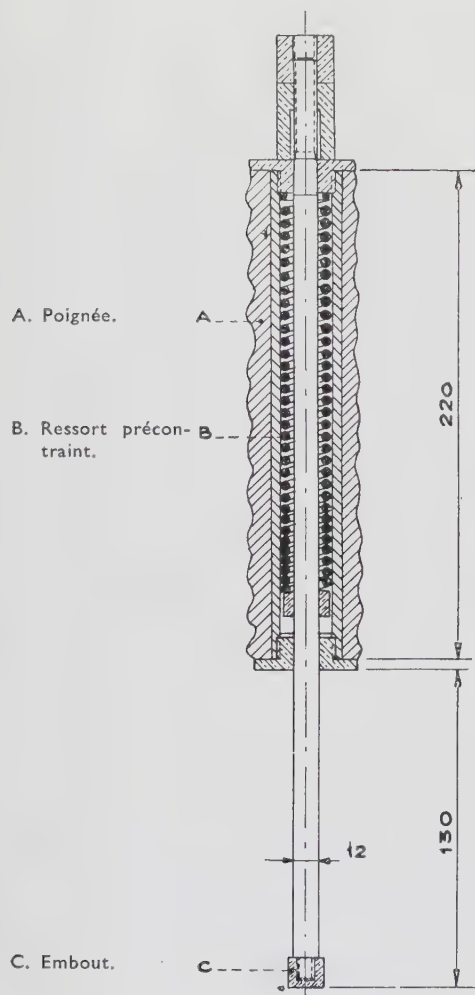


FIG. 18. — Dame de compactage à ressort précontraint.

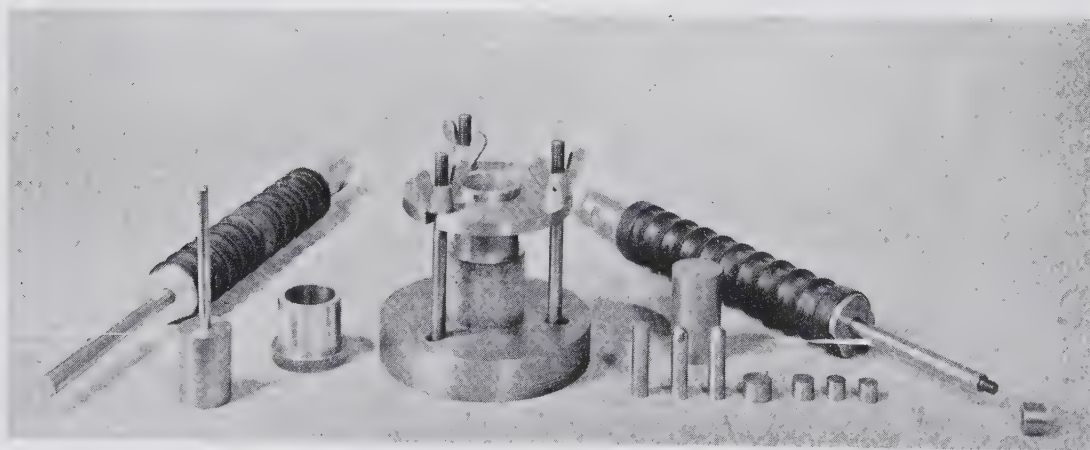


FIG. 19. — Appareil de compactage miniature (moule, dames à ressort précontraint et embouts).

7.5. — MODE OPÉRATOIRE ADOPTÉ.

Voici, en détail, le mode opératoire que nous avons finalement adopté : le sol à compacter, humidifié à la teneur en eau voulue et bien malaxé, est placé dans des bocal étanches, au moins pendant douze heures, afin que tous les grains soient bien humidifiés. Ensuite, on met une petite quantité de ce matériau dans le moule, de telle façon que la couche compactée ait une épaisseur à peu près égale à un cinquième de la hauteur du moule. Le compactage s'effectue au moyen d'une dame à ressort de 20 kg, munie d'un embout d'extrémité plane et de 15 mm de diamètre, avec laquelle on applique trente coups bien répartis sur la section de l'éprouvette. On ajoute ensuite une seconde couche de matériau, que l'on compacte, et ainsi de suite jusqu'à ce que le moule soit rempli, en cinq couches, la dernière débordant un peu dans la hausse. On enlève la hausse, on arase le matériau et on sort l'éprouvette du moule en ouvrant les deux coquilles.

7.6. — COURBE PROCTOR.

D'après la théorie classique du compactage, à l'appareil, au mode et à l'énergie de compactage que nous avons adoptés doit correspondre une courbe propre reliant la densité sèche à la teneur en eau, courbe généralement appelée « courbe Proctor ». Nous l'avons recherchée et nous l'avons représentée sur la figure 20. On en déduit une densité sèche maximum égale à 1,830 et une teneur en eau optimum égale à 14 %.

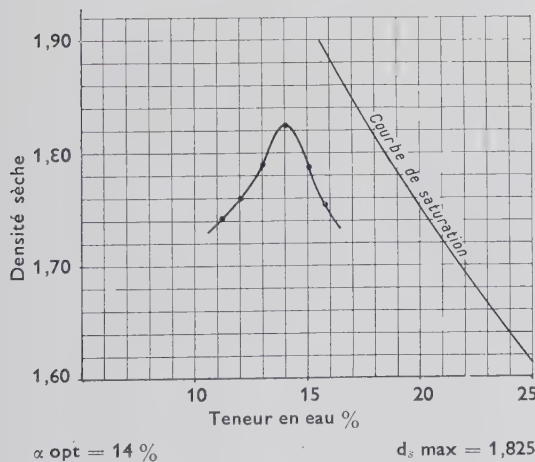


FIG. 20. — Limon d'Orly. Courbe de compactage à l'appareil de compactage miniature.

On voit sur cette courbe qu'à la teneur en eau de 15 % correspond une densité sèche de 1,80. A la même teneur en eau, d'après la courbe de compactage des grandes éprouvettes (fig. 6), correspond une densité sèche de 1,78. On peut considérer les deux densités comme pratiquement égales.

7.7. — CALCUL DU DEGRÉ DE SATURATION FINAL (S_r).

Nous avons déjà indiqué que le degré de saturation de nos éprouvettes varie non seulement en fonction de leur teneur en eau, qui diminue pendant la dessiccation, mais aussi en fonction de la densité sèche, laquelle augmente par suite du retrait. Si l'on veut tenir compte de cette dernière variation pour le calcul du degré de saturation final, il est nécessaire de connaître le volume exact de l'éprouvette au moment de l'essai. Cette mesure du volume ne peut être effectuée que par trois méthodes, soit par déplacement d'un liquide, soit au moyen de la balance hydrostatique, soit par mesure directe des dimensions.

Les liquides généralement utilisés pour les deux premières méthodes sont l'eau et le mercure. Le mercure ne pouvait être employé dans notre cas du fait que les éprouvettes, à des degrés de saturation élevés, n'étant pas suffisamment résistantes pour être plongées dans un liquide aussi lourd, risquaient d'être déformées ou même détériorées. D'un autre côté, l'emploi de l'eau pour la mesure du volume aurait nécessité le revêtement préalable des éprouvettes par une couche de matériau imperméable, par exemple de la paraffine, pour éviter la pénétration de l'eau dans les pores du sol non saturés. Ceci rend la méthode assez délicate et expose les éprouvettes à des manipulations dangereuses pour leur tenue.

En ce qui concerne la troisième méthode, qui consiste à mesurer les dimensions au moyen d'un pied à coulisse, nous pensons qu'elle n'est pas toujours suffisamment précise, compte tenu des petites dimensions de nos éprouvettes, des aspérités de surface et même de certaines déformations pendant la période de stockage. Pour toutes ces raisons, et pour simplifier le calcul du degré de saturation final, nous avons procédé à une étude statistique de la variation de volume de nos éprouvettes, qui a abouti aux abaques des figures 21 et 22, lesquels nous permettent de calculer directement le degré de saturation, en évitant les mesures des dimensions de chaque éprouvette individuellement.

Sur le graphique de la figure 21, la courbe AB représente la variation de volume due au retrait, mesuré sur un certain nombre d'éprouvettes. S'il n'y avait pas de variation de volume, la courbe AB coïnciderait avec la droite CD, indiquant un volume constant et égal à 90 cm³ soit le volume du moule de compactage. Les différents points de la courbe AB correspondent à des mesures de volume effectuées à différents degrés de saturation, ces derniers étant calculés en supposant momentanément la densité invariable. Par conséquent, les chiffres portés sur l'échelle horizontale du bas (fig. 21), désignés par la lettre s_r , indiquent les degrés de saturation sans la correction de la variation de volume et, par conséquent, ils sont proportionnels à la teneur en eau du matériau. Les courbes en biais du même graphique sont des courbes de degré de saturation (S_r) constant, pour un volume variable. La combinaison de ces courbes avec la courbe expérimentale AB permet de déterminer le degré de saturation réel, compte tenu du retrait. Cet abaque nous a permis de tracer la courbe représentée sur le graphique de la figure 22, laquelle relie les valeurs de s_r aux valeurs de S_r . Connaissant la teneur en eau de l'éprouvette essayée et sa teneur en eau de saturation au moment du moulage, nous calculons (s_r), qui est le rapport de ces deux valeurs et, par le graphique de la figure 22, nous déterminons le degré de saturation réel (S_r) compte tenu de la variation de densité survenue. Nous précisons que cette courbe n'est valable que pour nos éprouvettes « miniatures » compactées à une teneur en eau égale à 15 %.

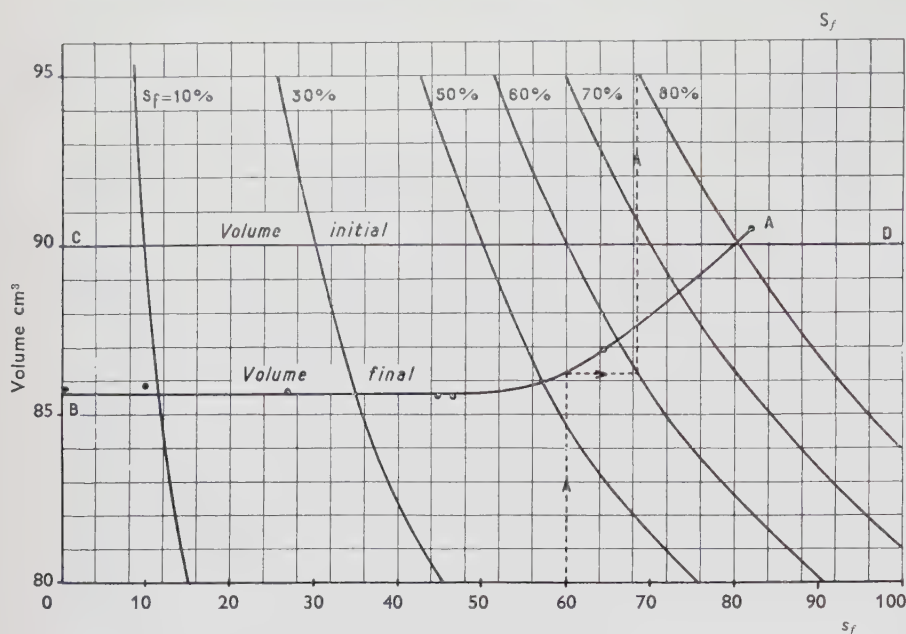


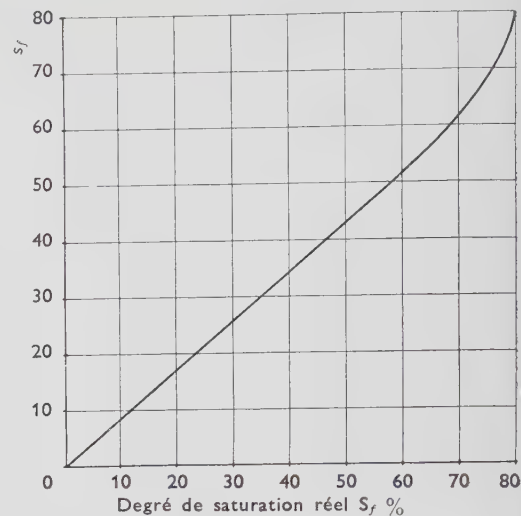
FIG. 21.

7.8. — COMPARAISON AVEC LES GRANDES ÉPROUVETTES.

Comme nous venons de le dire, la teneur en eau de compactage de nos épreuves miniatures était approximativement égale à 15 %. Ces épreuves avaient à peu près la même densité que celles confectionnées dans le grand moule, à la même teneur en eau. Ceci nous aurait permis de comparer les résultats des essais sur les deux séries d'épreuves. Les écarts de densité entre les deux séries étaient de l'ordre de 1 à 2 % et les écarts de teneur en eau inférieurs à 0,5 %.

7.9. — HÉTÉROGÉNÉITÉ EN TENEUR EN EAU.

La méthode de détermination de la teneur en eau des épreuves miniatures pendant le stockage a été la même que celle des grandes épreuves, c'est-à-dire par pesées successives. Il est évident que ces épreuves, après une période de stockage plus ou moins longue, ne sont pas homogènes du point de vue de la teneur en eau. A cause de l'évaporation superficielle, il est inévitable


 FIG. 22. — Courbe $s_f - S_f$.

qu'il existe un gradient de teneur en eau de la surface extérieure vers le centre de l'épreuve. De plus, la position verticale et le fait de reposer sur une même face pendant toute la période de stockage pouvaient influencer notablement la répartition de la teneur en eau le long de leur axe. Pour pallier ce dernier inconvénient, nous avons pris soin de retourner les épreuves régulièrement.

Des mesures systématiques de teneur en eau effectuées sur un certain nombre d'épreuves en différents points de leur masse, plus précisément aux deux extrémités et au milieu, à la partie extérieure et à la partie centrale, nous ont permis de faire la constatation suivante :

Les écarts entre les valeurs extrêmes du degré de saturation, calculées à partir des valeurs extrêmes de teneur en eau mesurées sur une même épreuve, étaient de l'ordre de 2 à 4 %.

Le degré de saturation que nous calculons d'après la méthode décrite ci-dessus ne représente, par conséquent, qu'une moyenne, mais son écart maximum avec le degré de saturation réel des différents points de l'épreuve ne doit pas, théoriquement, dépasser 2 %.

8. — ESSAIS TRIAXIAUX ORDINAIRES

8.1. — INTRODUCTION.

L'essai triaxial tel qu'il est couramment appliqué en mécanique des sols consiste à soumettre une épreuve cylindrique à une compression longitudinale, tout en lui appliquant une étreinte latérale constante. Cette étreinte est exercée par l'intermédiaire d'un liquide (eau ou huile) ou de l'air. L'épreuve est amenée à la rupture par augmentation progressive de l'effort longitudinal. L'interprétation de l'essai se fait par la théorie de Mohr. Connaissant les contraintes principales, σ_1 = contrainte verticale, $\sigma_2 = \sigma_3$ = contrainte latérale, nous traçons le cercle de Mohr correspondant à la rupture de l'épreuve.

vettes essayées. L'essai répété sur un certain nombre d'épreuves identiques, mais chaque fois avec une étreinte latérale différente, permet de déterminer la courbe intrinsèque du matériau, qui est l'enveloppe des cercles de Mohr ainsi obtenus. L'essai triaxial impose à l'épreuve les trois contraintes principales et laisse libre la formation du plan de rupture, à condition que le rapport longueur sur diamètre de l'épreuve soit suffisamment grand.

Cet essai, très courant en mécanique des sols, nous l'appelons dans la présente étude « triaxial ordinaire », pour le distinguer d'un autre essai également triaxial, dont nous parlerons au chapitre suivant et qui permet,

avec une seule éprouvette, d'obtenir plusieurs cercles de Mohr.

8.2. — ÉPROUVETTES ESSAYÉES ET RÉSULTATS.

Pour chaque degré de saturation final examiné, nous avons essayé quatre éprouvettes, chacune à une pression latérale différente, soit : 0 kg/cm² (compression simple), 2 kg/cm², 5 kg/cm² et 8 kg/cm². Les résultats de ces essais sont consignés dans le tableau VIII. Nous devons signaler que le chargement vertical dans l'appareil utilisé s'effectue à gradient d'effort constant.

La photographie de la figure 27 présente un certain nombre d'éprouvettes, après l'essai triaxial, et montre différentes formes de ruptures provoquées par cet essai.

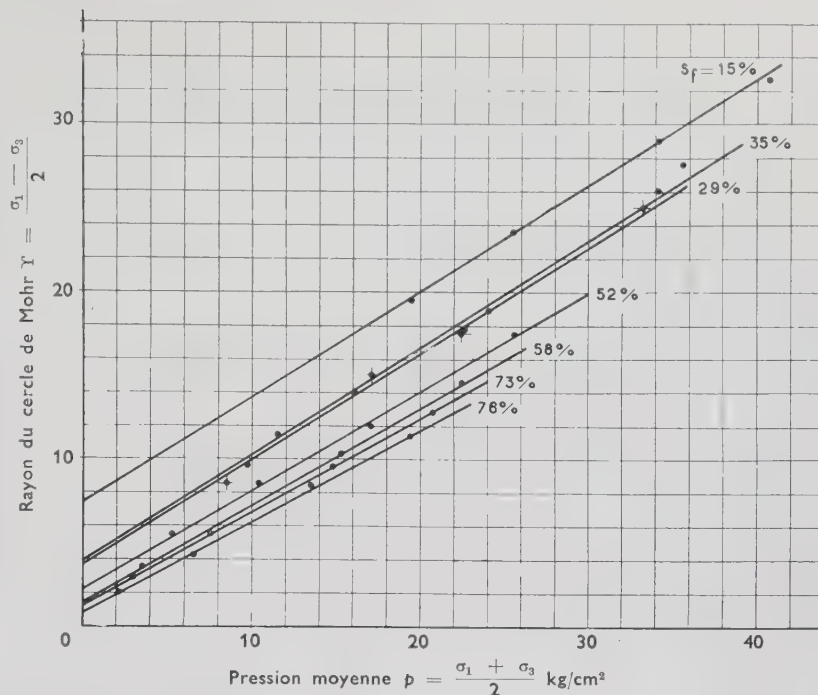


FIG. 23. — Essai triaxial ordinaire.
Diagrammes de base des courbes intrinsèques.

Tableau VIII. — Essais triaxiaux.

1	2	3	4	5	6
ÉPROUVETTE n°	DEGRÉ DE SATURATION S_f — %	PRESSIION LATÉRALE σ_3 kg/cm ²	PRESSIION NORMALE σ_1 kg/cm ²	$p = \frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2}$ kg/cm ²	$r = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2}$ kg/cm ²
C-113 C-114 C-115 C-116	15	0 2 5 8	39,00 49,00 63,00 73,00	19,50 25,50 34,00 40,50	19,50 23,50 29,00 32,50
C-225 C-202 C-221 C-224	29	0 2 5 8	17,00 32,00 40,00 58,00	8,50 17,00 22,50 33,00	8,50 15,00 17,50 25,00
C-117 C-118 C-119 C-120	35	0 2 5 8	19,50 30,00 40,00 63,00	9,75 16,00 22,50 35,50	9,75 14,00 17,50 27,50
C-130 C-131 C-132 C-132'	35	0 2 5 8	23,00 30,00 43,00 60,00	11,50 16,00 24,00 34,00	11,50 14,00 19,00 26,00
C-214 C-210 C-208 C-216	52	0 2 5 8	11,00 19,00 29,00 43,00	5,50 10,50 17,00 25,50	5,50 8,50 12,00 17,50
C-84 C-85 C-82 C-83	58	0 2 5 8	7,00 15,00 25,50 36,90	3,50 8,50 15,25 22,45	3,50 6,50 10,25 14,45
C-112 C-105 C-106 C-111	73	0 2 5 8	6,00 13,10 24,30 33,50	3,00 7,65 14,65 20,75	3,00 5,55 9,65 12,75
C-107 C-108 C-109 C-110	76	0 2 5 8	4,50 11,56 22,00 31,00	2,25 6,68 13,50 19,50	2,25 4,28 8,50 11,50

8.3. — REPRÉSENTATION GRAPHIQUE DES RÉSULTATS ET DÉTERMINATION DE L'ANGLE DE FROTTEMENT ET DE LA COHÉSION.

La méthode habituelle pour représenter graphiquement les résultats des essais triaxiaux est la suivante : on porte en abscisses les contraintes normales principales et en ordonnées les contraintes de cisaillement; on trace les cercles de Mohr correspondant à chaque pression latérale utilisée, et on détermine l'enveloppe de ces cercles, qui donne l'angle de frottement interne φ et la cohésion C .

Une autre méthode, plus simple, préconisée par M. CAQUOT, consiste à remplacer chaque cercle de Mohr par un point sur un graphique où les abscisses représentent la pression moyenne $p = \frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2}$ et les ordonnées

le rayon des cercles de Mohr $r = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2}$. Le lieu géométrique de ces points peut être appelé « diagramme de base de la courbe intrinsèque ».

Pour l'interprétation des résultats de nos essais, nous avons préféré cette dernière méthode. Nous avons donc, sur le graphique de la figure 23, représenté par des points tous les cercles de Mohr correspondant aux données du tableau VIII.

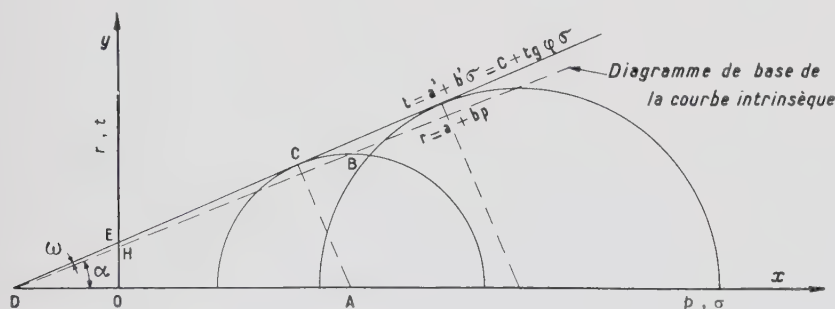


FIG. 24.

$$\begin{aligned} OA &= \frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2} = P & b &= \tan \alpha \\ AB &= \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} = r & b' &= \tan(\alpha + \omega) = \tan \varphi \\ \alpha + \omega &= \varphi & a &= OH \\ OE &= C & a' &= OE \end{aligned}$$

Nous constatons que les quatre points de chaque groupe d'éprouvettes du même degré de saturation final sont pratiquement alignés. Par conséquent, les vraies courbes intrinsèques sont aussi des droites. Il reste à déterminer leurs équations pour calculer l'angle de frottement interne et la cohésion correspondant à chaque degré de saturation.

Soit : $r = a + bp$, l'équation du diagramme de base HB d'une courbe intrinsèque droite EC (fig. 24),

r = rayon du cercle de Mohr,
 p = pression moyenne,

l'équation de la courbe intrinsèque peut s'écrire sous la forme :

$$t = a' + b'\sigma = C + \sigma \tan \varphi,$$

où t = contrainte tangentielle et

σ = contrainte normale.

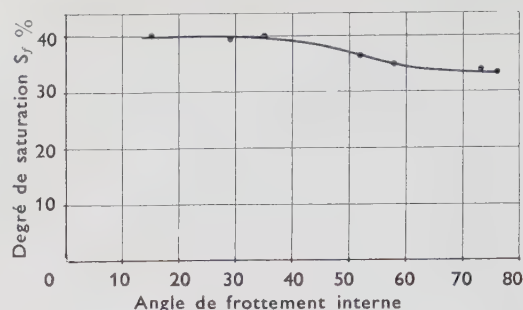


FIG. 25. — Essais triaxiaux. — Variation de l'angle de frottement en fonction du degré de saturation.

Il est facile à démontrer que :

$$a' = \frac{a}{\sqrt{1 - b^2}} \quad \text{et} \quad b' = \frac{b}{\sqrt{1 - b^2}}.$$

En effet, les cercles de Mohr étant homothétiques par rapport au point D, les deux droites doivent se rencontrer en ce même point. Il en découle que :

$$\tan \alpha = \sin(\alpha + \omega) = \sin \varphi$$

$$\begin{aligned} \text{et } \tan \varphi &= \tan(\alpha + \omega) = \frac{\tan \alpha}{\sqrt{1 - \tan^2 \alpha}} = \\ &= \frac{b}{\sqrt{1 - b^2}} = b'. \end{aligned}$$

Pour $r = 0$ et $t = 0$, on a :

$$p = \sigma = -\frac{b}{a} = -\frac{b'}{a}$$

$$\text{d'où : } a' = \frac{b'}{b} a = \frac{a}{\sqrt{1 - b^2}}.$$

En appliquant les formules précédentes, nous avons calculé l'angle de frottement interne et la cohésion correspondant à chaque degré de saturation considéré. Ces résultats sont donnés au tableau IX. Les courbes des figures 25 et 26 traduisent graphiquement les chiffres de ce tableau.

Tableau IX

Angle de frottement interne et cohésion en fonction du degré de saturation

DEGRÉ de saturation final S_f (%)	ANGLE de frottement φ°	COHÉSION (kg/cm ²)
15	40	9,35
29	39,5	4,70
35	40	5,08
52	36,5	2,61
58	35	1,83
73	34	1,65
76	33,5	0,96

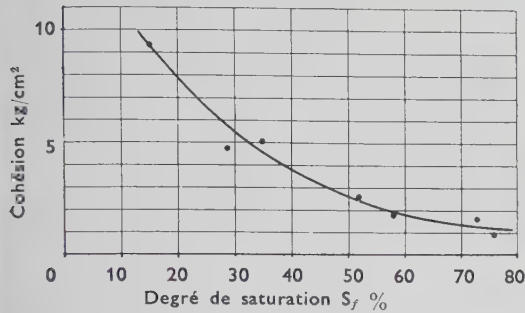


FIG. 26. — Essais triaxiaux. — Variation de la cohésion en fonction du degré de saturation.

8.4. — CONCLUSIONS.

L'examen des graphiques des figures 23, 25 et 26 nous conduit aux conclusions suivantes :

a) La courbe intrinsèque reste pratiquement une droite dans toute la zone des variations du degré de saturation et des pressions latérales considérés. Elle se déplace vers le haut au fur et à mesure que le degré de saturation diminue.

b) A chaque degré de saturation correspond une courbe

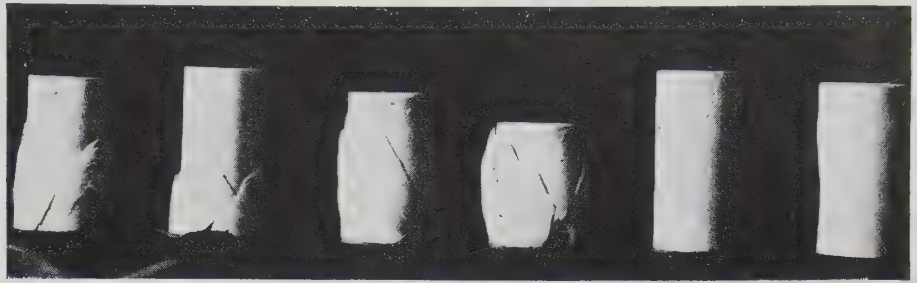


FIG. 27. — Ruptures par compression triaxiale.

intrinsèque propre. Toutes ces courbes intrinsèques forment un faisceau de droites, légèrement divergent pour les pressions normales croissantes.

c) La cohésion est une fonction monotone et décroissante du degré de saturation. Elle varie énormément, passant du simple au décuple, pour des valeurs du degré de saturation allant de 80 % à 10 %.

d) Par contre, l'angle de frottement interne, pour la même variation du degré de saturation, reste dans des limites assez étroites.

9. — ESSAIS TRIAXIAUX A ÉTAPES (ÉCHELONNÉS)

9.1. — INTRODUCTION.

L'essai triaxial tel qu'il est couramment appliqué en mécanique des sols et que nous avons décrit au chapitre 8, présente le grand inconvénient que, pour chaque cercle de Mohr, on emploie une autre éprouvette. Pour que ces différents cercles soient comparables entre eux et liés par une tangente commune qui forme la courbe intrinsèque, il faut que les éprouvettes essayées soient absolument identiques. Ceci, théoriquement, n'est pas vrai, particulièrement dans le cas des sols compactés et non saturés. Dans la pratique, l'hypothèse d'éprouvettes identiques est généralement une approximation suffisante. Tout de même, il y a toujours un très grand intérêt à connaître la courbe intrinsèque d'une éprouvette par des mesures directes sur cette éprouvette même et non par comparaison avec des valeurs obtenues sur d'autres éprouvettes supposées identiques. Ceci suppose que, par une combinaison convenable de contraintes principales appliquées, on mène l'éprouvette jusqu'à l'état limite de rupture sans que cet état soit franchi. Ensuite, on passe à une autre combinaison de contraintes principales supérieures aux précédentes, provoquant le même phénomène d'amorce de rupture. Ceci se répète un certain nombre de fois. En admettant que chaque fois les cercles de Mohr obtenus par les contraintes principales correspondantes, représentent l'état limite de rupture dans la masse du matériau, nous pouvons facilement tracer la courbe intrinsèque.

Les essais effectués en 1927-1928 par MM. CAQUOT et BRICE [1] sur des éprouvettes cylindriques de béton sont un exemple classique de ce type d'essais.

L'essai de cellule (« cell test ») appliqué dans les Laboratoires de Mécanique des Sols de Hollande et de Belgique est basé sur le même principe.

A la suite de différentes tentatives, nous avons mis au point un essai semblable que nous avons appelé

« essai triaxial à étapes » ou « triaxial échelonné ». Il est basé sur le même principe que les essais mentionnés ci-dessus, mais il diffère essentiellement de ceux-ci en ce que la pression latérale reste constante pendant chaque étape de l'essai où l'éprouvette est amenée à l'état limite de rupture par l'augmentation progressive de l'effort vertical seul. A notre connaissance, des essais de ce type n'ont encore été effectués qu'une fois, aux États-Unis, au Laboratoire du *Massachusetts Institute of Technology*, par le Professeur Taylor [23] et sur des éprouvettes de sol intact et d'un degré de saturation très élevé (supérieur à 90 %). Nous avons donc essayé de reprendre l'expérience de M. TAYLOR, mais sur des éprouvettes de sol compacté et de degré de saturation variant de 80 à 15 %.

9.2. — PRINCIPE DE L'ESSAI. — APPAREILLAGE UTILISÉ.

Voici en deux mots le principe de l'essai : l'éprouvette est soumise à un essai triaxial sous étreinte latérale constante, comme dans les essais du chapitre 8, avec cette différence que l'augmentation de l'effort vertical est arrêtée juste au moment de l'amorçage de la rupture, avant que l'état limite d'équilibre soit franchi. Ensuite, on passe à une pression latérale plus grande et on recommence à augmenter l'effort vertical jusqu'à un nouvel équilibre limite. Et ainsi de suite jusqu'à ce que l'on obtienne un nombre suffisant de cercles de Mohr. L'essai s'effectue donc en plusieurs étapes et sur une éprouvette unique. Les courbes effort-déformation ainsi obtenues ont la forme indiquée sur la figure 29. La figure 28 présente l'appareillage utilisé. Les parties essentielles de cet appareillage sont : une cellule cylindrique en plexiglas, une presse CBR hydraulique munie d'un anneau dynamométrique et une installation d'air comprimé, communiquant avec la cellule. L'éprouvette est mise en place sous une gaine de caoutchouc mince et la cellule

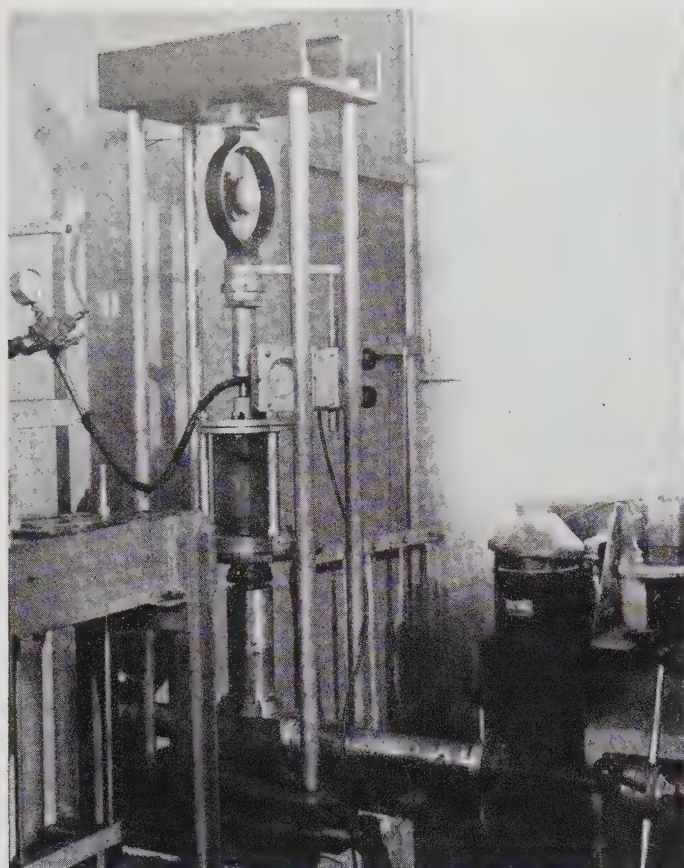


FIG. 28. — Appareillage utilisé pour l'essai triaxial à étapes.

est remplie d'huile. Le comparateur des déformations verticales est muni d'un indicateur de cadence qui permet de contrôler la vitesse de déformation. Ceci est le grand avantage de cet appareil par rapport à l'appareil utilisé pour les essais du chapitre 8. La vitesse appliquée pour nos essais était de 1,25 mm/mn.

Les pressions latérales appliquées successivement sur chaque éprouvette

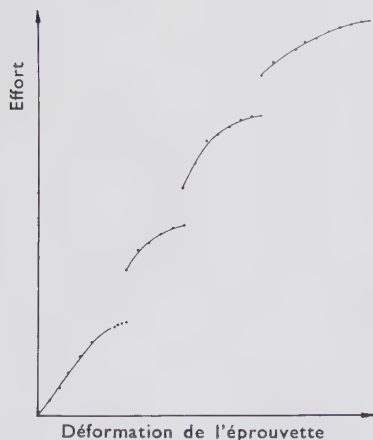


FIG. 29. — Forme des courbes effort-déformation obtenues à l'essai triaxial à étapes.

étaient : 0 kg/cm² (compression simple), 2 kg/cm², 4 kg/cm² et 5,5 kg/cm². Cette dernière était la limite de la puissance de notre installation d'air comprimé.

9.3. — RÉSULTATS.

Les éprouvettes essayées étaient du même type que celles utilisées pour les essais triaxiaux ordinaires (chap. 8) et préparées à la même teneur en eau de compactage, soit 15 %. Les résultats en sont portés sur le tableau X. La photographie de la figure 30 présente quelques éprouvettes après l'essai triaxial à étapes.

Tableau X. — Essais triaxiaux à étapes

ÉPROUVETTE n°	DEGRÉ de saturation final S _r (%)	PRESSION latérale σ ₃ kg/cm ²	PRESSION normale σ ₁ kg/cm ²
C-167	13	0	27,4
		2	41,0
		4	51,0
		5,3	57,3
C-171	25	0	23,4
		2	34,4
		4	43,4
		5,4	49,4
C-130'	30	0	19,0
		2	31,5
		4	43,5
		5,5	47,5
C-170	36	0	16,0
		2	23,0
		4	32,0
		5,5	38,0
C-165	50	0	6,2
		2	15,0
		4	21,4
		5,2	32,2
C-163	62	0	7,2
		2	15,0
		4	22,2
		5,3	28,1
C-226	79	0	4,6
		2	9,5
		4	18,0
		5,5	24,1
C-227	79	0	2,3
		2	8,8
		4	17,0
		5,5	23,0

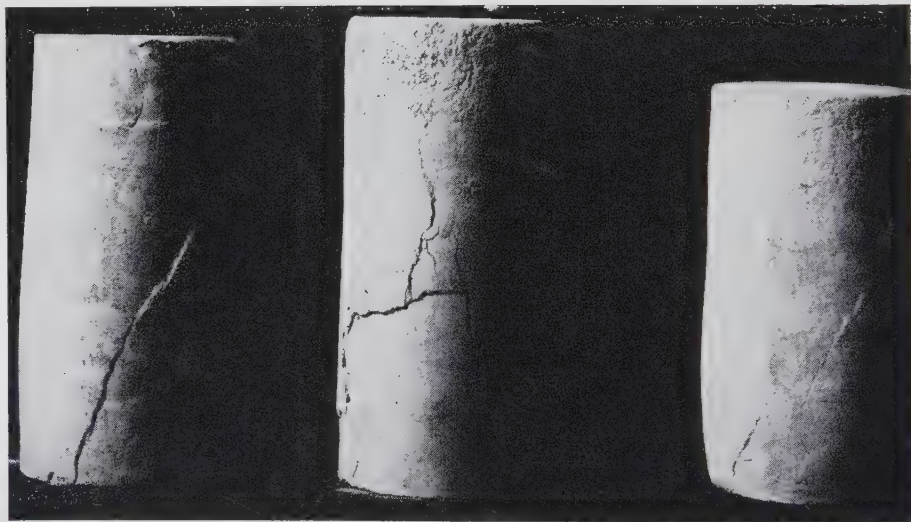


FIG. 30. — Eprouvettes miniatures après l'essai triaxial à étapes.

9.4. — CALCUL DE L'ANGLE DE FROTTEMENT ET DE LA COHÉSION.

Pour le calcul de φ et de C , nous avons suivi la méthode exposée au paragraphe 8.3. Sur le graphique de la figure 31

dont les abscisses représentent les pressions moyennes et les ordonnées les rayons des cercles de Mohr, nous avons porté tous les points correspondant aux cercles de Mohr obtenus par les données du tableau X. Les coordonnées de ces points sont données sur le tableau XI.

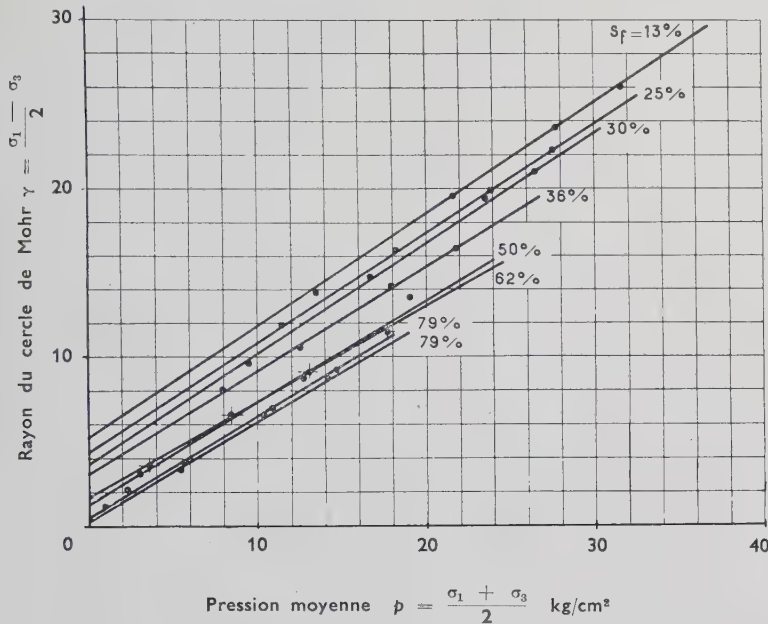


FIG. 31. — Essai triaxial à étapes. Diagrammes de base des courbes intrinsèques.

On remarquera que ces points, par groupes de quatre, correspondant au même degré de saturation, sont pratiquement alignés sauf une ou deux exceptions évidemment accidentelles.

En appliquant les formules données au paragraphe 8.3, nous avons calculé les valeurs de l'angle de frottement interne et de la cohésion pour les différentes valeurs du degré de saturation et nous les avons portées sur le tableau XII. Les graphiques des figures 32 et 33 donnent

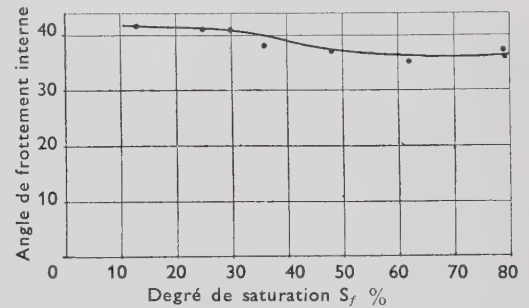


FIG. 32. — Essais triaxiaux à étapes. — Variation de l'angle de frottement en fonction du degré de saturation.

Tableau XI. — Essais triaxiaux à étapes.

ÉPROUVETTE n°	DEGRÉ de saturation final S_f (%)	PRESSION moyenne $p = \frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2}$ (kg/cm²)	RAYON du cercle de Mohr $r = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2}$ (kg/cm²)
C-167	13	13,7	13,7
		21,5	19,5
		27,5	23,5
		31,3	26,0
C-171	25	11,7	11,7
		18,2	16,2
		23,7	19,7
		27,4	22,0
C-130'	30	9,5	9,5
		16,7	14,7
		23,7	19,7
		26,5	21,0
C-170	36	8,0	8,0
		12,5	10,5
		18,0	14,0
		21,7	16,2
C-165	50	3,1	3,1
		8,5	6,5
		12,7	8,7
		19,0	13,5
C-163	62	3,6	3,6
		8,5	6,5
		13,1	9,1
		16,7	11,4
C-226	79	2,3	2,3
		5,75	3,75
		11,0	7,0
		14,8	9,30
C-227	79	1,15	1,15
		5,40	3,40
		10,50	6,50
		14,25	8,75

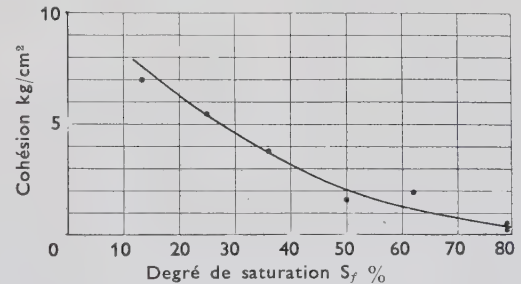


FIG. 33. — Essais triaxiaux à étapes. Variation de la cohésion en fonction du degré de saturation.

les courbes de variation de φ et de C en fonction du degré de saturation.

Tableau XII

Angle de frottement interne et cohésion en fonction du degré de saturation

DEGRÉ de saturation S_f	ANGLE de frottement φ°	COHÉSION C kg/cm²
13	41,5	6,95
25	41	5,45
30	41	4,53
36	38	3,77
50	37	1,52
62	35	1,91
79	37	0,50
79	36	0,37

9.5. — COMPARAISON DES ESSAIS TRIAXIAUX « ORDINAIRES » ET « A ÉTAPES ».

En comparant les graphiques 25, 26 et 32, 33, qui donnent les variations de l'angle de frottement interne et de la cohésion en fonction du degré de saturation, déterminées à partir des deux essais triaxiaux différents, nous remarquons que :

a) Les résultats présentent en général une très bonne concordance.

b) Les valeurs de ϕ et C trouvées par l'essai « triaxial échelonné » sont légèrement supérieures à celles de l'essai triaxial ordinaire. Nous croyons que cette différence est seulement apparente, du fait que dans le premier cas le calcul de la contrainte principale σ_1 a été fait sans la correction de surface. A titre indicatif, nous signalons que, dans le cas du degré de saturation le plus élevé considéré, cette correction de surface entraîne une diminution de l'angle de frottement calculé, de l'ordre de 2° à 3°. Du fait de la diminution de ϕ les valeurs de C seraient augmentées en conséquence. On constate donc que le décalage des valeurs de ϕ et de C déterminées par les deux méthodes est plutôt apparent que réel.

9.6. — CORRECTION DE SURFACE.

En ce qui concerne la correction de surface dont nous venons de parler, nous estimons nécessaire de faire les remarques suivantes :

La section initiale de l'éprouvette subit les variations suivantes :

a) une légère augmentation à la sortie du moule, correspondant à une « détente élastique » du matériau,

b) une diminution par suite du retrait, et

c) une augmentation due à la déformation latérale pendant l'essai de compression. La section qui entre en jeu est la résultante de ces trois déformations successives. Pour les valeurs très faibles du degré de saturation il y a, dans le cas de notre matériau, pratiquement compensation et la section finale ne doit pas différer de plus de 1 % de la section initiale. Mais pour les valeurs très fortes du degré de saturation, la déformation latérale devient prépondérante. Sa mesure n'est pas facile. Pour les sols saturés, on se contente d'une estimation basée sur l'hypothèse que l'éprouvette se déforme à volume constant. Dans le cas présent, d'un sol non saturé, la compressibilité de l'air inclus et sa dissolubilité dans l'eau, diminuent la validité de cette hypothèse, mais nous ne pouvons savoir dans quelle mesure. En nous basant sur notre expérience, nous estimons que la déformation latérale est plus importante que la consolidation éventuelle du matériau par suite des charges appliquées, et que l'hypothèse de déformation à volume constant, même dans les sols non saturés, ne serait pas très loin de la réalité.

9.7. — CONCLUSIONS.

Les résultats de cette série d'essais concordent avec ceux de la série des triaxiaux ordinaires. Les conclusions que nous en tirons quant aux variations de la courbe intrinsèque sont donc les mêmes (voir § 8.4).

10. — MODULE DE YOUNG ET DÉFORMATION UNITAIRE

10.1. — DÉFINITION DU MODULE D'ÉLASTICITÉ INSTANTANÉ.

Nous avons cru intéressant d'étudier la variation du module de Young ou module d'élasticité E du matériau en question, en fonction toujours de son degré de saturation. Le terme de « module d'élasticité », étant employé ici dans un sens très restreint, nécessite les précisions suivantes :

Dans le cas de nos éprouvettes de sol non saturé, les déformations sont essentiellement irréversibles et la représentation graphique de la relation contraintes-déformations unitaires est en général une courbe. Le terme de module d'élasticité ne peut donc être utilisé que dans un sens restreint pour signifier seulement la proportionnalité des déformations aux efforts appliqués, à un moment donné de l'essai de compression simple. Il s'agit d'un module d'élasticité « instantané », exprimé par la dérivée $\frac{d\sigma}{d\varepsilon}$. Ce module peut prendre une infinité de valeurs entre $\sigma = 0$ et σ_{max} . Pour pouvoir comparer la « rigidité » des différentes éprouvettes se trouvant à des degrés différents de saturation, nous avons choisi la valeur maximum de $E = \frac{d\sigma}{d\varepsilon}$, obtenue pour chaque courbe σ, ε . Nos courbes étant concaves vers l'axe des ε , la valeur maximum de E est donnée par la pente de leur tangente à l'origine,

10.2. — RÉSULTATS.

Les éprouvettes considérées dans ce chapitre étaient des éprouvettes « miniatures » (chap. 7) et compactées à une teneur en eau de 15 %. Les valeurs de E ainsi calculées sont portées sur le tableau XIII et sur le graphique de la figure 34. Dans les cas où la courbe σ, ε présentait un point d'inflexion dû apparemment à une déformation superficielle et à une « mise en place » de l'essai, nous avons considéré la valeur de E correspondant à la tangente de la courbe au point d'inflexion.

Tableau XIII

Module de Young E , en fonction du degré de saturation

ÉPROUVETTE n°	DEGRÉ de saturation S_r (%)	MODULE d'élasticité "instantané" E (kg/cm ²)
C-74	77,5	56
C-107	76	75
C-112	73	180
C-84	58	390
C-117	36	2 500
C-130	35	2 500
C-113	15	4 600
C-51	12	5 270
C-47	12	4 650

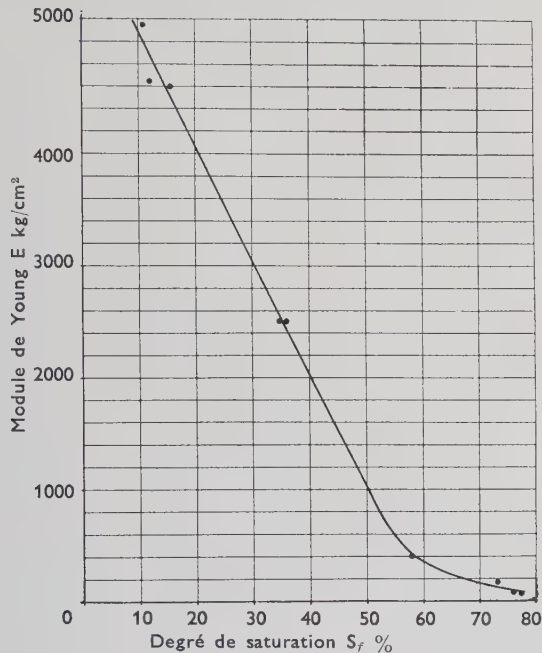


FIG. 34. — Variation du module de Young en fonction du degré de saturation.

de la déformation qui précède la rupture. Les éprouvettes considérées sont les mêmes que celles utilisées pour les calculs du module d'élasticité. Les résultats sont portés sur le tableau XIV et représentés graphiquement par la courbe de la figure 35.

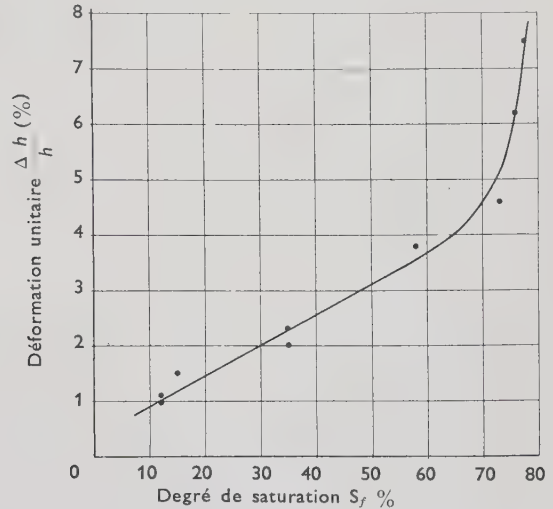


FIG. 35. — Variation de la déformation unitaire $\frac{\Delta h}{h}$ à la rupture par compression simple, en fonction du degré de saturation.

On remarquera que la courbe des variations du module de Young E , en fonction du degré de saturation, est formée de deux branches presque rectilignes, mais de pentes notablement différentes. Ce changement de coefficient angulaire, qui révèle un changement important dans la structure du matériau doit être attribué au retrait de celui-ci. La branche de faible pente, correspondant à la région des degrés de saturation élevés, représente l'état plastique du matériau avant l'accomplissement de son retrait, où le matériau devient « rigide ». Cette « rigidification » continue et croît linéairement jusqu'aux valeurs très basses du degré de saturation.

La variation de E en fonction du degré de saturation S_r , après le retrait du matériau, peut s'exprimer dans notre cas par l'équation suivante :

$$E = 6\,000 - 100 S_r.$$

10.3. — DÉFORMATION UNITAIRE.

Enfin, nous avons cru utile d'étudier aussi la variation, en fonction du degré de saturation, de la déformation unitaire $\frac{\Delta h}{h}$ correspondant à la rupture par compression simple. Ceci nous permet d'avoir une idée de l'amplitude

de la déformation qui précède la rupture. Les éprouvettes considérées sont les mêmes que celles utilisées pour les calculs du module d'élasticité. Les résultats sont portés sur le tableau XIV et représentés graphiquement par la courbe de la figure 35.

Tableau XIV

Variation de la déformation unitaire $\frac{\Delta h}{h}$ à la rupture par compression simple, en fonction du degré de saturation

ÉPROUVETTE n°	DEGRÉ de saturation S_r (%)	DÉFORMATION UNITAIRE $\frac{\Delta h}{h}$ (%) correspondant à la rupture par compression simple
C-74	77,5	7,5
C-107	76	6,2
C-112	73	4,6
C-84	58	3,8
C-117	36	2,0
C-130	35	2,3
C-113	15	1,5
C-51	12	1,1
C-47	12	1,0

11. — CONCLUSIONS

11.1. — CONCLUSIONS CONCERNANT LES RÉSULTATS DES ESSAIS.

Résumons brièvement les conclusions qui se dégagent de la présente recherche sur les variations des caractéristiques mécaniques d'un sol cohérent compacté et non saturé, soumis par dessiccation à une variation de sa teneur en eau.

11.11. — Dans la mesure où nous pouvons considérer un petit élément de volume à l'intérieur d'un sol compacté et non saturé, comme homogène et isotrope, nous admettons l'unicité de la courbe intrinsèque qui, partant de l'abscisse de la traction totale enveloppe les cercles de Mohr de la torsion et de la compression diamétrale et se prolonge au delà de ce dernier asymptotiquement à la droite de Coulomb. La loi de Coulomb (proportionnalité

des efforts tranchants aux efforts normaux) est valable pour tous les degrés de saturation, au moins pour des sollicitations de compression simple ou triaxiale.

11.12. — A chaque degré de saturation correspond une courbe intrinsèque propre. Au fur et à mesure que le degré de saturation diminue, la résistance à la traction et la cohésion augmentent et la courbe intrinsèque se déplace donnant naissance à un faisceau légèrement divergent. Ce phénomène est régi par deux facteurs :

a) Le tenseur de la phase liquide, dû à la capillarité, qui fait déplacer sur l'axe des contraintes normales le sommet de la courbe intrinsèque en exerçant une pression hydrostatique sur les grains;

b) Le retrait, qui fait varier la pente de la droite de Coulomb par la diminution de l'indice des vides qu'il implique.

11.13. — Les résistances à la compression simple, à la traction et au cisaillement et la cohésion sont des fonctions continues et décroissantes du degré de saturation, à caractère plutôt exponentiel.

11.14. — L'angle de frottement interne, qui est aussi une fonction décroissante du degré de saturation, reste, par contre, dans des limites assez étroites.

11.15. — Le rapport $\frac{\text{résistance à la compression simple}}{\text{résistance à la traction}}$ varie très peu pendant toutes les variations du degré de saturation (dans le cas présent, il reste entre 6 et 7).

11.16. — Remarques générales.

La complexité du problème de la résistance des sols compactés non saturés, régie par une multitude de facteurs difficilement contrôlables (densité, teneur en eau, capillarité, etc...), l'anisotropie intrinsèque du matériau due au compactage même, l'imprécision des mesures, etc... nous incitent à donner aux résultats de la présente recherche une valeur plutôt qualitative que quantitative.

La présente recherche a été effectuée avec un sol de granulométrie fine. L'extrapolation qualitative des conclusions présentées aux sols intacts et aux sols contenant de gros éléments nous paraît entièrement justifiée.

11.2. — CONCLUSIONS CONCERNANT LES METHODES ET LES APPAREILS ADOPTÉS.

11.21. — Essai de compression diamétrale (ou brésilien).

Nos essais de compression diamétrale constituent la première tentative, à notre connaissance, effectuée pour introduire cet essai particulier en mécanique des sols. Les résultats nous paraissent très satisfaisants et nous croyons que cet essai peut être utilement appliqué dans les laboratoires de sols.

C'est un essai très simple qui, par exemple dans le cas de sols durs (marnes très compactes, etc...), permet, en combinaison avec l'essai de compression simple, de déterminer d'une façon rapide et commode et avec une approximation suffisante l'angle de frottement et la cohésion, par l'application des formules que nous avons établies au chapitre 5.

11.22. — Appareil de compactage miniature. — Dame à ressort précontraint.

A notre connaissance, c'est la première fois que cet appareil et ce mode de compactage ont été utilisés dans un laboratoire de sols en France. Cette tentative nous a donné pleine satisfaction et nous ne pouvons que conseiller vivement l'utilisation de cet appareil pour l'étude en laboratoire des sols compactés. Le prototype que nous avons fait construire au Service « Sols et Fondations » du Centre Expérimental de Recherches et d'Études du Bâtiment et des Travaux Publics, et qui est une modification du « Harvard Compaction Apparatus », a déjà pris sa place parmi les autres instruments courants pour l'étude des sols compactés, particulièrement dans le cas de barrages et de recherches sur sols fins.

11.23. — Essai triaxial à étapes (échelonné).

Notre tentative d'effectuer l'essai triaxial à plusieurs étapes sur une éprouvette unique a abouti à des résultats très satisfaisants. Elle est à notre connaissance la première tentative de ce genre en France. Les avantages de cet essai par rapport à l'essai triaxial ordinaire sont indiscutables et, malgré l'attention spéciale qu'il exige, il peut avantageusement le remplacer dans la pratique courante du laboratoire de sols.

DEUXIÈME THÈSE

Propositions données par la faculté

LA SUCCION DES SOLS ET LA GÉOTECHNIQUE ROUTIÈRE

Vu et approuvé :

Paris le 10 juin 1955.

LE DOYEN DE LA FACULTÉ DES SCIENCES,

J. PÉRÈS

Vu et permis d'imprimer :

POUR LE RECTEUR DE L'ACADÉMIE DE PARIS,

LE VICE-PRÉSIDENT DE L'UNIVERSITÉ,

J. HYPPOLITE
